



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

SAARA FRIMODIG
TONTIN POHJARAKENNUSKUSTANNUSTEN LASKENTA
KAAVOITUSVAIHEEN SUUNNITTELUSSA
Diplomityö

Tarkastaja: Professori Tim Länsivaara
Ohjaaja: DI Outi Kettunen
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Rakennustekniikan tiedekuntaneuvoston
kokouksessa 07. toukokuuta 2014

TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

FRIMODIG, SAARA: Tontin pohjarakennuskustannusten laskenta kaavoitusvaiheen suunnittelussa

Diplomityö, 145 sivua, 8 liitesivua, liite CD

Syyskuu 2014

Pääaine: Yhdyskuntarakentaminen

Tarkastaja: Professori Tim Länsivaara

Ohjaaja: DI Outi Kettunen

Avainsanat: Esirakentaminen, kaavoitus, perustusrakenteiden määrälaskenta, perustamistavat, pohjanvahvistus, pohjarakennuskustannukset

Uusia asuinalueita suunniteltaessa pohjarakentamisen kustannukset tulee huomioida mahdollisimman aikaisessa vaiheessa, sillä vaikutusmahdollisuudet kustannuksiin pienenevät suunnittelun tarkentuessa. Kaavoitettavat alueet sijoittuvat yhä useammin pohjasuhteiltaan haastaville alueille, jolloin pohjarakennuskustannusten huomioimisen tärkeys korostuu.

Suomessa maankäytön suunnittelu jakautuu neljään tasoon: valtakunnalliset alueiden käyttötavoitteet, maakuntakaava, yleiskaava ja asemakaava. Geoteknistä suunnittelua tehdään kaikissa maankäytön suunnitteluvaiheissa, mutta sen laajuus ja tarkkuus riippuvat suunnitteluvaiheesta. Maankäytön geoteknisen suunnittelun tehtävät voidaan jakaa kahteen osaan: alueelliset geotekniset tutkimukset ja rakennettavuusselvitys.

Tontin pohjarakentamisen kustannukset muodostuvat rakennusten, piha-alueiden ja putkijohtojen maa- ja pohjarakentamisesta. Rakennuksen pohjarakennuskustannuksiin sisältyvät rakennuspohjan kaivut, täytöt ja mahdollinen esirakentaminen ja pohjanvahvistus sekä rakennuksen perustusrakenteet. Piha-alueen pohjarakentamisen kustannukset muodostuvat puolestaan piha-alueella tehtävistä kaivuista ja täytöistä sekä mahdollisista esirakentamis- tai pohjanvahvistustoimenpiteistä.

Työn toimeksiantona oli luoda kaavoitusvaiheen suunnittelun apuvälineeksi Excel-pohjainen ohjelma, jolla voidaan arvioida tontin pohjarakentamisen kustannuksia. Ohjelman nimeksi valittiin Geokaava. Geokaavassa määrälaskenta tapahtuu pääasiassa ohjelman sisällä käyttäjän syöttämien lähtötietojen perusteella. Geokaava on laadittu 1-17-kerroksisille asuinrakennuksille, joiden perustamistapa on joko maanvarainen anturaperustus tai paaluperustus. Perustusrakenteiden määrien arviointia varten tutkittiin yhteensä 39 asuinrakennuksen perustusrakenteiden määriä. Jokaisen kohteen perustusrakenteiden määrät laskettiin rakennusten perustussuunnitelmista. Kohteiden määrätiedot tilastoitiin ja tuloksia sovellettiin Geokaavan määrälaskentaan.

ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

FRIMODIG, SAARA: Estimating site's ground construction costs in land use planning

Master of Science Thesis, 145 pages, 8 Appendix pages, Appendix CD

September 2014

Major: Civil Engineering

Examiner: Professor Tim Lämsivaara

Advisor: M. Sc. Outi Kettunen

Keywords: Prebuilding, land use planning, quantity accounting of foundation structures, foundation methods, ground improvement, ground construction costs

When planning new residential areas it is important to estimate the costs of ground construction and foundation structures as early as possible. The possibility of affecting ground construction costs decreases as planning becomes more specific. As planning areas are increasingly located in difficult ground conditions, the importance of taking ground construction costs into account has become emphasized.

In Finland land use planning is divided into four phases: national land use objectives, regional planning, local master plan and local detailed plan. Geotechnical engineering is needed in every phase but the specificity and the amplitude of geotechnical planning depends on the planning phase. The tasks of geotechnical designing in land use planning can be divided into two parts which are areal geotechnical investigations and constructability assessment report.

The ground construction costs of site are composed of buildings' and yard area's ground construction. The ground construction costs of building consist of foundation excavations, land fillings, the prospective prebuilding of foundation and the foundation structures of the building. As for the ground construction costs of a site's yard area are composed of the excavations, land fillings and prebuilding of yard area.

The goal of the study was to create Excel-based application program which enables geotechnical designers to estimate site's ground construction costs in land use planning. The program was named as Geokaava. The quantity accounting of Geokaava occurs mainly inside the program on the strength of source information fed by user. Geokaava includes 1- to 17-story residential buildings and the foundation method of a building is either a spread footing foundation or a pile foundation. For the quantity accounting of Geokaava was carried out a study which included 39 residential buildings in total. Quantities of buildings' foundation structures were counted from their foundation plans and the results were applied to Geokaava.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Tampereen teknillisen yliopiston Tuotantotalouden ja rakentamisen tiedekunnassa rakennustekniikan koulutusohjelmassa. Työn tilaajina ovat toimineet Helsingin, Espoon ja Vantaan kaupungit, ja työ on tehty yhteistyössä Ramboll Finland Oy:n kanssa. Haluan kiittää kaikkia, jotka ovat mahdollistaneet tämän diplomityön tekemisen.

Diplomityön tekemistä ohjanneeseen ohjausryhmään ovat kuuluneet:

Pekka Holopainen	Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, geotekninen osasto
Helena Färkkilä-Korjus	Kaupunkisuunnitteluvirasto, Helsingin kaupunki
Heikki Kangas	Vantaan kaupunki, geotekniikkayksikkö
Matti Kaurila	Espoon kaupunki, geotekniikkayksikkö
Kari Pudas	Kaupunginkanslia, Helsingin kaupunki
Outi Kettunen	Ramboll Finland Oy
Jorma Havukainen	Ramboll Finland Oy
Juha Forsman	Ramboll Finland Oy
Tim Länsivaara	Tampereen teknillinen yliopisto

Haluan kiittää koko ohjausryhmää arvokkaista neuvoista ja palautteesta, joita sain työn edetessä. Erityiskiitokset haluan esittää Outi Kettuselle ja Jorma Havukaiselle työn aikana saaduista avuista ja opastamisesta. Haluan kiittää myös Helsingin Asuntotuotanto-toimistoa tutkimusaineistoista ja joustavasta yhteistyöstä. Lopuksi haluan vielä kiittää puolisoani Anttia, joka on jaksanut tukea ja kannustaa minua koko työn ajan.

Kouvolassa 12.9.2014

Saara Frimodig

SISÄLLYS

1	Johdanto	1
1.1	Taustaa	1
1.2	Tutkimuksen tavoitteet ja rajaukset	2
1.3	Tutkimusmenetelmät.....	4
2	Geoteknisen suunnittelun rooli kaavoituksessa	5
2.1	Suomen kaavoitusjärjestelmä.....	5
2.2	Maankäytön geoteknisen suunnittelun vaiheet	6
2.2.1	Alueelliset geotekniset tutkimukset	6
2.2.2	Rakennettavuusselvitys.....	8
2.3	Pohjarakennuskustannusten laskeminen kaavoitusvaiheen suunnittelussa.....	8
3	Tontin pohjarakennuskustannuksiin vaikuttavat tekijät.....	10
3.1	Pohjasuhteet	12
3.1.1	Kantava pohjamaa.....	12
3.1.2	Pehmeä pohjamaa.....	13
3.1.3	Täyttömaat	14
3.1.4	Suuret korkeusvaihtelut.....	15
3.1.5	Pohjavesisuhteet.....	15
3.1.6	Pohjasuhteiden vaikutus kaivantoihin ja niiden tukemistarpeeseen	16
3.2	Rakennuspaikan sijainti ja ympäristön olosuhteet	17
3.2.1	Rantarakentamisen erityispiirteet.....	17
3.2.2	Maa-ainesten saatavuus ja kuljetusetäisyydet.....	18
3.2.3	Alueen aiempi käyttötarkoitus	18
3.2.4	Rakennuspaikan sijainnin ja ympäristön vaikutukset kaivantoihin ja niiden tukemistarpeeseen	18
4	Rakennusten perustamistavat	20
4.1	Maanvarainen perustaminen	20
4.1.1	Maanvarainen anturaperustus.....	20
4.1.2	Maanvarainen laattaperustus.....	21
4.1.3	Maanvaraisten anturoiden geotekniset suunnitteluperiaatteet	21
4.1.4	Maanvaraisperustusten routasuojaus ja roudaton perustamissyvyys	22
4.2	Kallionvaraisen perustamisen erityispiirteet.....	23
4.3	Rakennuksen paaluperustaminen	24
4.3.1	Paalutyypit	24
4.3.2	Paalujen kärkien suojaaminen ja paalujatkokset.....	26
4.3.3	Paaluperustuksen geotekniset suunnitteluperiaatteet	27
4.3.4	Paalutustyön suunnittelussa huomioitavat geotekniset erityispiirteet...	28
4.3.5	Paaluperustusten kustannustekijät.....	29
4.4	Muut perustusrakenteet	30
4.4.1	Alapohja	30
4.4.2	Perusmuurit ja maanpaineseinät.....	31

5	Tontin esirakentamis- ja pohjanvahvistusmenetelmät ja kaivantojen tuennat	33
5.1	Esikuormitus ja pystyöjitus	34
5.2	Massanvaihto	35
5.3	Kevennysrakenne	36
5.4	Pudotustiivistys	36
5.5	Syvästabilointi	37
5.6	Paalulaattarakenne	39
5.7	Kaivantojen tuennat	40
5.7.1	Putkijohtokaivantojen tuentatavat	40
5.7.2	Rakennuskaivantojen tuentatavat	42
5.7.3	Tukiseinätyypit	42
6	Tutkimus perustusrakenteiden määristä	45
6.1	Asuinrakennusten alapohjat	48
6.1.1	Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan	48
6.1.2	Poikkeamatarkastelu	49
6.2	Perusmuurien paksuudet	51
6.2.1	Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan	52
6.2.2	Poikkeamatarkastelu	54
6.3	Rakennuksen kantavien väliseinälinjojen pituus	56
6.3.1	Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan	56
6.3.2	Poikkeamatarkastelu	58
6.4	Maanvaraisten anturoiden korkeus	59
6.4.1	Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan	60
6.4.2	Poikkeamatarkastelu	62
6.5	Maan- ja kallionvaraisten anturoiden kokonaispinta-ala	63
6.5.1	Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan	64
6.5.2	Poikkeamatarkastelu	72
6.6	Maan- ja kallionvaraisten anturoiden keskimääräiset leveydet	74
6.6.1	Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan	74
6.6.2	Poikkeamatarkastelu	79
6.7	Paalut ja paalumäärät	81
6.7.1	Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan	82
6.7.2	Poikkeamatarkastelu	88
6.8	Paaluanturan korkeus	90
6.8.1	Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan	91
6.8.2	Poikkeamatarkastelu	92
6.9	Ulkoseinälinjan paaluanturoiden leveys ja pinta-ala	93
6.9.1	Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan	94
6.9.2	Poikkeamatarkastelu	98
6.10	Sisäpuolisten paaluanturoiden kokonaispinta-ala	100
6.10.1	Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan	100
6.10.2	Poikkeamatarkastelu	101

6.11	Pihakannen perustusrakenteet	102
6.11.1	Alapohjan paksuus	103
6.11.2	Peruspilareiden suuruus	103
6.11.3	Pilarianturoiden ja peruspilareiden lukumäärä.....	104
6.11.4	Pilarianturan korkeus	104
6.11.5	Maanvaraisten pilarianturoiden suhteellinen pinta-ala	105
6.11.6	Paaluanturoiden suhteellinen pinta-ala	106
6.11.7	Paalujen lukumäärä	106
6.12	Väestönsuojan perustusrakenteiden lisäbetonimäärä.....	107
6.13	Ulokerakenteiden perustusrakenteiden määrät	107
6.13.1	Anturoiden ja perusmuurien betonimäärä.....	108
6.13.2	Paalumäärä	109
7	Geokaavan määrälaskennan periaatteet	110
7.1	Kaivannot (RO 1112) ja kanaalit (RO 1113).....	112
7.1.1	Rakennuskaivannot (RO 11121).....	112
7.1.2	Kaivut pihakannen alapuolisia pysäköintitiloja varten (RO 11122)...	116
7.1.3	Piha-alueen kaivut (RO 11123).....	116
7.1.4	Putkijohtokanaalin kaivu (RO 11131.01) ja louhinta (RO 11131.02)	118
7.1.5	Kaivumaiden ja kalliolouheen kuljetus (RO 11124).....	118
7.2	Täyttöosat (RO 1114).....	119
7.2.1	Rakennuspohjan täytöt (RO 11141).....	119
7.2.2	Pihakannen rakennuspohjan täytöt (RO 11142)	122
7.2.3	Piha-alueen täytöt (RO 11143)	122
7.3	Kuivatusosat (RO 1116).....	122
7.4	Paalut (RO 1121)	123
7.4.1	Piha-alueen paalut (RO 11213).....	123
7.4.2	Muut paaluihin liittyvät rakennusosat (RO 11214).....	123
7.5	Tuennat (RO 1122)	124
7.5.1	Rakennuskaivannon tuennat (RO 11221)	124
7.5.2	Putkijohtokaivannon tuennat (RO 11223)	125
7.6	Vahvistukset (RO 1123).....	126
7.6.1	Rakennuspohjan pohjanvahvistukset (RO 11231).....	126
7.6.2	Esirakentaminen ja pohjanvahvistukset piha-alueella (RO 11232)	127
7.6.3	Esirakentaminen ja pohjanvahvistukset putkijohtolinjalla (RO 11233)	128
8	Yhteenveto	130
8.1	Yleistä	130
8.2	Kustannusten muodostuminen Geokaavassa	130
8.2.1	Rakennuksen maa- ja pohjarakenteiden kustannukset.....	130
8.2.2	Pihakannen maa- ja pohjarakenteiden kustannukset.....	131
8.2.3	Piha-alueen maa- ja pohjarakenteiden kustannukset.....	132
8.3	Perustusrakenteiden määrälaskennan tarkkuus Geokaavassa	133

8.4	Geokaavan kustannusarvion tulostus	134
8.5	Geokaavan testaus	137
8.5.1	Pohjarakennuskustannukset perustamissyvyyden suhteen	138
8.5.2	Pohjarakennuskustannukset kerrosluvun suhteen	139
	Lähteet	141
	LIITE 1: Kaaviot kustannusten muodostumisesta Geokaavassa	
	LIITE 2: Poikkeamatarkasteluiden yhteenvetotaulukko	
	LIITE 3: Geokaava - esimerkkilaskelma	
	LIITE CD: Pohjarakentamisen kustannuslaskentaohjelma Geokaava	

TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

Esikuormitus	Pehmeän tai löyhän maapohjan pohjanvahvistusmenetelmä, jolla pienennetään rakenteen käytönaikaisia painumia kuormittamalla maapohjaa etukäteen.
Esirakentaminen	Rakentamisolosuhteiden parantamista maarakennusteknisin keinoin ennen varsinaisen rakentamisen aloittamista.
Kapillaarikatko	Alapohjan alapuolelle salaoitusmateriaalista tehtävä kerros, joka katkaisee pohjamaasta tulevan veden kapillaarisen nousun.
Kevennysrakenne	Pengerrakenteiden ja keveiden rakennusten painumien hallintaan tarkoitettu menetelmä, jossa luonnonmaata tai pengermateriaalia korvataan kevyemmällä materiaalilla esimerkiksi kevytsoralla.
Massanvaihto	Esirakentamismenetelmä, jossa heikosti kantavia maakerroksia korvataan kantavalla materiaalilla. Massanvaihto voidaan ulottaa pehmeän kerroksen alapintaan tai määräsyvyyteen. Massanvaihtosyvyys on yleensä alle 4 m.
Paalulaattarakenne	Piha-alueiden ja pengerrakenteiden perustamistapa, joka koostuu teräsbetonilaatasta ja paaluista. Kuormat siirtyvät laatan välityksellä paaluille, jotka välittävät kuormat kantavalle maapohjalle tai kalliolle.
Pienpaalu	Teräspaalu, jonka halkaisija on 60–300 mm.
Pohjanvahvistus	Pohjamaan geoteknisten ominaisuuksien parantamista erilaisten pohjarakennusmenetelmien avulla.
Pudotustiivistys	Löyhän karkearakeisen maan pohjanvahvistusmenetelmä, jossa maapohjaa tiivistetään pudotusjärkälettä pudottamalla ennalta suunniteltuihin pisteisiin.
Pystyjoitus	Esikuormituksen yhteydessä käytettävä menetelmä, jolla nopeutetaan hienorakeisen pohjamaan painumia. Pystyjojat ovat pystysuoria salaojia, joiden kautta huokosvesi pääsee purkautumaan maanpinnalle ja mahdollisesti maanpinnan alapuolella oleviin hyvin vettäläpäiseviin maakerrokseen.
Sisäpuolinen tuenta	Kaivannon tuentatapa, jossa tuenta tapahtuu kaivannon sisäpuolelta vastakkaisiin tukiseiniin tukeutuvilla vaakatuilla (kapeat kaivannot) tai tukiseinästä kaivannon pohjaan tukeutuvilla vinotuilla (laaja-alaiset kaivannot). Sisäpuolista tuentaa käytetään normaalisti kapeiden kaivantojen tuentatapana.
Suurpaalu	Paalu, jonka läpimitta on paalutyypistä riippuen vähintään 300–500 mm ja jonka kantavuus on noin 1,5 MN.

Syvästabilointi	Heikosti kantavien maakerrosten pohjanvahvistusmenetelmä, jossa maapohjan geoteknisiä ominaisuuksia parannetaan sekoittamalla siihen sideainetta. Syvästabilointimenetelmiä ovat pilaristabilointi ja massasyvästabilointi.
Tuuletettu alapohja	Alapohjarakenne, jossa rakennuksen lattian ja perusmaan väliin jää vapaa tila, joka tuuletetaan joko painovoimaisesti tai koneellisesti. Tuuletustilaa kutsutaan myös ryömintätillaksi.
Ulkopuolinen tuenta	Kaivannon tuentatapa, jossa tuenta tapahtuu kaivannon tukiseinien ulkopuolelta maa- tai kallioankkureiden avulla. Ulkopuolista tuentaa käytetään normaalisti laaja-alaisten kaivantojen tukemistapana.
Ylipenger	Esikuormituksen muoto, jossa esikuormituspenkereen aiheuttama kuormitus maapohjalle on suurempi kuin tulevan rakenteen paino.

1 JOHDANTO

1.1 Taustaa

Pohjarakentamisen kustannuksiin voidaan vaikuttaa parhaiten, kun kustannuksia arvioidaan tarpeeksi aikaisessa vaiheessa. Kaavan taloudellista kannattavuutta mitataan kaavataloustarkasteluilla, joissa tulisi aina huomioida myös pohjarakentamisen kustannukset. Kaavan pohjarakentamisen kustannusten suuruuteen vaikuttavat pohjasuhteiden lisäksi muun muassa rakennuksen tyyppi ja kerrosluku sekä rakentamistehokkuus. Kaavoitusvaiheessa tehdyn geoteknisen suunnittelun ja vaihtoehtoisten pohjarakentamistapojen kustannusarvioiden avulla voidaan löytää tarkoituksenmukaisimmat ja taloudellisesti kannattavimmat pohjarakentamismenetelmät ja näin luoda kaavoitusmahdollisuuksia jopa muuten täysin rakennuskelvottomille alueille.

Kaavoitettavat alueet sijoittuvat yhä useammin pehmeiköille kantavien maapohjien ollessa lähes täyteen rakennettuja. Pehmeikölle rakennettaessa maa- ja pohjarakentamisesta aiheutuvat kustannukset ovat usein merkittävät verrattuna kantavalle maapohjalle perustamiseen. Pehmeikkörakentamisen lisäkustannukset muodostuvat muun muassa rakennusten paalutus- tai esirakentamiskustannuksista sekä katujen, teiden, pysäköintialueiden, putkijohtojen ja piha-alueiden esirakentamiskustannuksista. Joskus esirakentamisen avulla pystytään vaikuttamaan pientalojen, teiden, katujen tai putkijohtojen perustamistapaan esimerkiksi siten, että muuten paaluperustettava rakenne voidaan esirakentamisen jälkeen perustaa maanvaraisesti.

Pohjarakentamisen kustannusarviot esitetään yleensä rakennusosalaskelmina. Tällä hetkellä pohjarakentamisen kustannuslaskennan apuvälineitä ovat Fore, Taku ja Rapora. Fore on infrahankkeiden elinkaaren aikaisten kustannusten hallintaan tarkoitettu ohjelma, joka sisältää rakennusosien yksikköhintatietoja. Foren kustannuslaskentaohjelmisto jakautuu kahteen osatuotteeseen, jotka ovat Hola ja Rola. Hola on hankeosalaskenta-sovellus, joka on tarkoitettu infrahankkeiden tarveselvitys- sekä yleissuunnitteluvaiheen kustannusten laskentaan. (Rapol Oy, 2014a) Rola on rakennusosalaskenta-sovellus, jota voidaan käyttää infrahankkeiden budjetointiin, vaihtoehtoisten suunnitteluratkaisuja kustannusten arviointiin, hankkeen kalleuden arvioimiseen (tavoitehintaan vertailemalla) sekä määrä- ja yksikköhintaluetteloiden tekemiseen. (Rapol Oy, 2014b) Foressa käyttäjä syöttää hankeosien ja rakennusosien määrätiedot itse. Rola soveltuu siis infrahankkeisiin, joissa rakennusosamäärät on laskettavissa suunnitelmista. Kaavoitusvaiheessa rakennusosatarkkuudella tehtävä määrä- ja kustannuslaskenta ei ole mielekästä eikä tarkoituksenmukaista.

Taku on talonrakentamisen kustannusten laskentaan ja arviointiin tarkoitettu kustannustietojärjestelmä, joka sisältää tavoitehinta- ja rakennusosa-arviomenettelyn. Taku soveltuu muun muassa uudis- ja korjaushankkeiden budjettien arviointiin, hankkeiden tai olemassa olevien rakennusten ylläpitokustannusten arviointiin sekä rakennusten luonnosvaiheen suunnitelmien kalleuden arviointiin. (Haahtela-yhtiöt, 2014)

Rapora on erityyppisten rakennusten pohjarakennuskustannusten arviointiin tarkoitettu Excel-pohjainen laskentaohjelma, joka pohjautuu keskiarvomenetelmään. Ohjelmaa varten on selvitetty 90 rakennuksen perustusrakenteiden rakennusosamäärät ja laskettu niiden keskiarvot. Ohjelman laskentaperusteita esittelevän julkaisun (Volanen, 1995) mukaan laskennassa on käytetty ”muotokerroinmenetelmää”, jossa muotokertoimella tarkoitetaan rakennuksen ulkopiirin ja rakennuksen alan suhdetta. Volanen (1995) mukaan muotokerroinmenetelmässä keskiarvomenetelmän poikkeama jaetaan kahteen osaan: hajontaan ja rakennuksen muodosta aiheutuvaan poikkeamaan. Rakennuksen muodosta aiheutuva poikkeama on otettu määrälaskennassa huomioon, jolloin rakennusosamäärien poikkeama koostuu pelkästään hajonnasta. (Volanen, 1995) Ohjelman sisällä tapahtuva laskenta on suojattu siten, että käyttäjä ei pysty seuraamaan, mistä perustusrakenteiden määrät koostuvat, joten ohjelman laskentaperusteita ei ole pystytty käytännössä todentamaan.

Rapora-laskentaohjelma vaatisi jatkokehittelyä ja päivitystä esimerkiksi uusien pohjarakennusmenetelmien osalta. Toisaalta olisi myös selvitettävä, vaatiiko ohjelman määrälaskenta päivitystä. Ohjelma ei myöskään sisällä piha-alueiden pohjarakennuskustannusten laskentaa, mikä tulisi pystyä tekemään yhdessä rakennuksen pohjarakennuskustannusten laskennan kanssa. Rapora-ohjelma on suojattu tekijänoikeuksin, eikä sen jatkokehitys ole mahdollista.

Kaavoituksen kustannustarkastelujen apuvälineeksi tarvitaan laskentaohjelma, jolla on mahdollista laskea tontin pohjarakennuskustannukset mukaan lukien piha-alueiden maa- ja pohjarakentamisen kustannukset. Ohjelman tulisi olla mahdollisimman helppokäyttöinen, ja käyttäjän pitäisi pystyä itse tarkistamaan, mistä kustannukset koostuvat. Määrälaskennan tulisi pääosin tapahtua laskentaohjelman sisällä, jolloin laskentaohjelman käyttäjän ei tarvitsisi syöttää tarkkoja määriä lähtötiedoiksi.

1.2 Tutkimuksen tavoitteet ja rajaukset

Työn toimeksiantona oli luoda kaavoitusvaiheen suunnitteluun soveltuva Excel-pohjainen laskentaohjelma tontin pohjarakennuskustannusten arviointia varten. Toimeksiantannon mukaisesti laskentaohjelman kustannuslaskennan tuloksista tulee selvittää tontin pohjarakentamisen kokonaiskustannukset, pohjarakennuskustannukset kerrosneliömetrejä kohden sekä pohjarakentamisen lisäkustannukset kantavalle maapohjalle rakenta-

miseen verrattuna. Laskentaohjelman nimeksi valittiin Geokaava. Perustusten ja muiden pohjarakenteiden määrien arviointi tapahtuu ohjelman sisällä käyttäjän syöttämien lähtötietojen ja Geokaavassa tehtyjen oletusten perusteella. Perustusrakenteiden määrien arvioinnin lähtötietoina ovat rakennuksen ala, piiri, kerrosluku ja perustamistapa sekä maanvaraisperustusten osalta pohjamaan laatu, joka syötetään Geokaavassa sallittuna pohjapaineena. Geokaavassa tapahtuvaa perustusrakenteiden määrälaskentaa varten tehtiin tutkimus, jonka tavoitteena oli löytää riippuvuussuhteet perustusrakenteiden määrien ja edellä esitettyjen tekijöiden välille.

Rakennusten pohjarakentamisen kustannusten oletetaan koostuvan seuraavista tekijöistä:

- 1) rakennuskaivannon kaivut, louhinnat ja tuennat
- 2) rakennuspohjan täytöt ja kuivatusrakenteet
- 3) rakennuksen perustusrakenteet, joihin luokitellaan tässä paalut, anturat, perusmuurit ja -pilarit, alapohja ja perustusten routaeristeet
- 4) rakennuspohjan vahvistaminen, joka sisältää esikuormituksen, massanvaihdon ja syvätiivistyksen

Tontin piha-alueen pohjarakennuskustannusten oletetaan puolestaan muodostuvan seuraavista tekijöistä:

- 1) pihan ja putkijohtolinjan kaivut ja louhinnat sekä putkijohtokaivannon mahdolliset tuennat
- 2) pihan ja putkijohtolinjan täytöt
- 3) piha-alueen esirakentamis- ja pohjanvahvistustoimenpiteet, joihin sisältyy esikuormitus pystyjojilla tai ilman, massanvaihto, syvätiivistys, kevennysrakenne, pilari- ja massastabilointi sekä paalulaatta
- 4) putkijohtolinjan esirakentamis- ja pohjavahvistustoimenpiteet, joihin sisältyy kevennysrakenne, teräsbetoniarina, pilari- ja massastabilointi sekä paalulaatta

Lisäksi ohjelmassa voidaan laskea kaivumaiden kuljetus- ja vastaanottokustannukset.

Maaperähygieniaan ja pilaantuneisiin maihin liittyvät kustannukset on jätetty tämän tutkimuksen ulkopuolelle.

Lisäkustannusten laskemista varten Geokaavan tuloksissa esitetään myös tarkasteltavan tontin vertailukustannukset. Vertailukustannuksilla tarkoitetaan tässä pohjarakennuskustannuksia, jotka muodostuisivat, jos tarkasteltavan tontin pohjamaa olisi kauttaaltaan kantavaa kitkamaata. Toisin sanoen vertailukustannuksiin ei lasketa mukaan esirakentamis- tai pohjanvahvistuskustannuksia tai paalutusta. Vertailukustannuksiin ei myöskään lasketa kaivantojen tuentakustannuksia.

Teoriaosuudessa esitellään perustusten geotekniset suunnitteluperusteet, mutta perustusten rakenteellinen suunnittelu ja mitoitus on rajattu kokonaan tutkimuksen ulkopuolelle.

Tutkimuskohteiksi valittujen rakennusten anturatyypin on jatkuva perusmuuriantura, ja paaluperustettujen rakennusten paalutyyppi on tukipaalu. Tutkimuksessa oletetaan, että kohteiden perustusten geotekninen suunnittelu on tehty Suomen rakentamismääräyskoelman mukaisesti.

1.3 Tutkimusmenetelmät

Perustusrakenteiden määrälaskentaa varten tutkittiin rakennusten perustusrakenteiden määriä, jotta voitiin selvittää määrien riippuvuus rakennuksen alasta, ulkopiiristä, kerrosluvusta ja perustamistavasta sekä pohjamaan laadusta. Tutkimusmenetelmänä käytettiin tapaustutkimusta, johon kohteiksi valittiin kerrosluvultaan ja perustamistavaltaan erityyppisiä asuinrakennuksia. Kohteiden perustusrakenteiden määrät laskettiin perustussuunnitelmista ja määrät tilastoitiin tulosten käsittelyä varten. Tutkimuskohteina olleita kohteita käsitellään nimettöminä eikä niistä esitetä yksityiskohtaisia tietoja.

Rakennuspohjan kaivujen, täyttöjen ja kuivatusrakenteiden määrälaskennassa sovelletaan voimassa olevia suunnitteluohjeita sekä suunnittelun yleisiä käytäntöjä. Rakennuspohjan täytöiksi luokitellaan tässä salaojatäytöt, yleistäytöt murskeesta, perustusten routaeristeet sekä massanvaihdon täyttö. Kuivatusrakenteiksi luokitellaan salaojaputket ja niiden tarkastuskaivot.

2 GEOTEKNISEN SUUNNITTELUN ROOLI KAAVOITUKSESSA

2.1 Suomen kaavoitusjärjestelmä

Kaavoituksella tarkoitetaan alueiden käytön suunnittelujärjestelmää, joka jakautuu Maankäyttö- ja rakennuslain (MRL 132/1999, 2014) mukaisesti neljään tasoon:

- valtakunnalliset alueidenkäyttötavoitteet
- maakuntakaava
- yleiskaava
- asemakaava

Kaavoituksen tasot on esitetty kuvassa 2.1. Kaavoitus etenee yleispiirteisestä kaavoituksesta yksityiskohtaisempaan siten, että yleispiirteinen kaava on pohjana tarkemman kaavan laatimisessa. Valtakunnallisten alueidenkäyttötavoitteiden avulla kaavoituksessa huomioidaan valtakunnallisesti merkittävät asiat, joita ovat muun muassa toimiva alue-rakenne, merkittävät kansalliset kulttuuri- ja luonnonperinnöt, luonnonvarat ja ekologinen kestävyys sekä merkittävien ympäristöhaittojen välttäminen. Maakuntakaavassa esitetään yleispiirteinen suunnitelma alueiden käytöstä maakunnassa tai sen osa-alueella. Maakuntakaava ohjaa yleiskaavan ja asemakaavan laatimista tai muuttamista ja on ohjeena muutoin alueiden käytön järjestämisessä. (MRL 132/1999, 2014; Tiehallinto, 2007)



Kuva 2.1 Kaavoituksen tasot Suomessa (Tampereen kaupunki, 2004)

Yleiskaavassa esitetään alueiden käytön pääpiirteet kunnassa tai kunnan osassa. Sen tarkoituksena on ohjata maankäyttöä ja yhdyskuntarakennetta. Yleiskaava ohjaa asemakaavaa sekä on ohjeena muutoin alueiden käytön järjestämisessä. Kunnat voivat laatia myös yhteisen yleiskaavan maankäytön ohjaamiseksi ja toimintojen yhteen sovittamiseksi. Oikeusvaikutteisen yleiskaavan perusteella ei normaalitapauksissa voida myöntää rakennuslupaa. Rakennuslupa voidaan kuitenkin kyläalueella myöntää enintään kaksiasuntoiselle asuinrakennukselle, jos oikeusvaikutteisessa yleiskaavassa on erityisesti määrätty kaavan käyttämisestä rakennusluvan myöntämisen perusteena ja se ohjaa riittävästi rakentamista ja muuta maankäyttöä alueella. (MRL 132/1999, 2014)

Asemakaava ohjaa rakentamista ja muuta maankäyttöä paikalliset olosuhteet huomioon ottaen. Asemakaavassa osoitetaan yksityiskohtaisesti alueiden käyttötarkoitukset ja esitetään rakentamisen määrää, rakennusten sijoitusta ja mahdollisesti rakentamistapaa koskevat määräykset. Rakennuksia ei saa rakentaa vastoin asemakaavan määräyksiä. Asemakaavassa määrätään katujen ja muiden yleisten alueiden rajat. Kortteleiden tonttijako voidaan tehdä asemakaavassa tai erikseen asemakaavan perusteella. (MRL 132/1999, 2014)

2.2 Maankäytön geoteknisen suunnittelun vaiheet

Maankäytön suunnittelussa kaavoittajan tavoitteena on yhdessä eri alojen asiantuntijoiden kanssa löytää tarkoituksenmukainen ja taloudellinen kaavaratkaisu. Kaavoituksen suunnitteluosapuolia ovat muun muassa geotekninen suunnittelija, liikennesuunnittelija ja vesihuoltosuunnittelija. Maankäytön geoteknisen suunnittelun tarkoituksena on tarkastella kaavaratkaisujen geoteknistä toteuttamiskelpoisuutta ja selvittää maaperästä johtuvat taloudelliset vaikutukset. Tavoitteena on löytää geotekniikan kannalta taloudellisin kaavaratkaisu vaihtoehtoisia ratkaisuja vertailemalla, ja optimoida maa- ja pohjarakentamisesta aiheutuvat kustannukset suunnittelemalla tarkoituksenmukaiset pohjarakennustekniset ratkaisut. Lisäksi pyritään selvittämään maa- ja pohjarakentamisesta aiheutuvat ympäristövaikutukset ja vähentämään vaikutusten suuruutta. (Leiskallio & Lehtonen, 1993) Maankäytön geotekninen suunnittelu jaetaan tässä kahteen vaiheeseen:

- alueelliset tutkimukset
- rakennettavuusselvitys

Näitä tehdään kaikissa kaavavaiheissa, mutta suunnittelun tarkkuus ja laajuus riippuvat kaavavaiheesta sekä lisäksi alueen pohjasuhteista ja alueen suunnitellusta käyttötarkoituksesta.

2.2.1 Alueelliset geotekniset tutkimukset

Alueellisten geoteknisten tutkimusten tavoitteena on selvittää ympäristön asettamat reunaehdot maankäytölle. Tutkimuksia tehdään kaikissa kaavavaiheissa, mutta niiden tarkkuus ja laajuus riippuvat kaavavaiheesta. Myös alueen pohjasuhteet vaikuttavat tutki-

musten tarkkuuteen ja laajuuteen. Alueelliset geotekniset tutkimukset voidaan jakaa ympäristöselvitykseen ja alueellisiin pohjatutkimuksiin. (Leiskallio & Lehtonen, 1993)

Ympäristöselvitys

Alueelliset geotekniset tutkimukset aloitetaan ympäristöselvityksellä, jossa kartoitetaan ainakin seuraavat asiat:

- pohjavesialueet ja niiden nykyinen tila ja käyttö
- geologisesti arvokkaat luonnonkohteet ja niiden suojelutarve
- alueen aikaisempi käyttötarkoitus ja siitä mahdollisesti aiheutuneet ympäristövauriot
- nykyinen rakennuskanta

Alueella sijaitsevilla pohjavesialueilla ja niiden nykytilalla on merkitystä muun muassa vedenhankinnan suunnittelussa ja toimintojen sijoittelussa. Pohjavesialueille ei saa sijoittaa pohjaveden pilaantumisriskiä aiheuttavia toimintoja kuten huoltoasemia tai maankaatopaikkoja. Pohjavesikartoituksessa selvitetään myös pohjavedenpinnan tasot ja virtaussuunnat, joilla on vaikutusta muun muassa alueellisen kuivatuksen suunnittelussa ja rakentamistapojen valinnassa. Pohjaveden vaikutusta rakentamiseen on käsitelty tarkemmin luvussa 3.1.5. (Leiskallio & Lehtonen, 1993)

Geologisesti arvokkaita luonnonkohteita ovat muun muassa harjut, siirtolohkareet ja muinaisrannat. Kohteiden suojelumääräykset ja –tarve tulee selvittää, sillä niillä saattaa olla vaikutusta kunnan rakenteen kehittämisessä. Joskus on syytä kartoittaa myös luonnonkohteet, jotka eivät geologisesti ole arvokkaita. Tällaisia ovat luonnonkohteet, jotka vaikeuttavat rakentamista tai rajoittavat alueen käyttötarkoitusta. (Leiskallio & Lehtonen, 1993)

Alueen aiempi käyttötarkoitus on tärkeä selvittää, sillä se on saattanut jättää jälkensä maaperään. Esimerkiksi vanhoja teollisuusalueita kaavoitettaessa on selvitettävä mahdollinen maaperän pilaantuneisuus. Pilaantuneiksi epäilty maa-alueet kartoitetaan ja niille esitetään tehtävän maaperähygienisiä jatkotutkimuksia.

Olemassa olevien rakennusten ja rakenteiden sijainti, kunto ja perustamistavat tulee selvittää. Rakenteilla tarkoitetaan sekä maanpäällisiä että maanalaisia rakenteita. Maanalaisia rakenteita ovat muun muassa kunnallistekniikka ja voimalinjat. Lisäksi tulee selvittää erilaisten maanalaisten tilojen sijainnit ja käyttötarkoitukset. Myös liikenteen pääväylät ja väylien perustaminen on selvitettävä. (Leiskallio & Lehtonen, 1993) Olemassa olevat rakennukset ja rakenteet sekä niiden perustamistavat aiheuttavat rajoitteita muun muassa tulevien rakenteiden perustamiselle ja rakentamistavoille.

Alueelliset pohjatutkimukset

Alueellisten pohjatutkimusten tavoitteena on selvittää tarvittavat tiedot maaperästä. Tarvittavien tietojen laajuus ja tarkkuus riippuu lähinnä siitä, missä kaavavaiheessa selvitys tehdään. Vaiheittain etenevän pohjatutkimuksen etuna on, että parhaiten soveltuvimmat pohjatutkimusmenetelmät voidaan valita edellisen vaiheen tutkimuksessa saatujen tietojen perusteella. (Leiskallio & Lehtonen, 1993)

Pohjasuhteista selvitetään maastonmuodot, pohjamaan maalajit, maalajikerrosrajat, kallionpinta ja pohjavedenpinta. Pehmeikköalueita suunniteltaessa tulee selvittää myös pohjamaan lujuus- ja painumaominaisuudet. (RIL 121-2004) Pohjasuhteet vaikuttavat oleellisesti perustamistapojen valintaan. Pohjasuhteiden vaikutusta perustamistapaan käsitellään tarkemmin luvussa 3.1.

2.2.2 Rakennettavuusselvitys

Rakennettavuusselvitys laaditaan yleensä asemakaavaa varten ja sen tarkoituksena on arvioida kaavaratkaisujen toteuttamiskelpoisuutta. Rakennettavuusselvitys voi olla alueellinen tai kohdistettu tiettyyn rakentamisalueeseen, joita ovat rakennuskorttelit, katu- ja tiealueet, puisto- ja virkistysalueet sekä maanalaiset tilat (Leiskallio & Lehtonen, 1993). Rakennettavuusselvityksen laajuus ja tarkkuus riippuvat muun muassa selvitysalueen laajuudesta sekä alueen pohjasuhteiden erityispiirteistä. Selvitystä varten aiemmin tehtyjä alueellisia tutkimuksia täsmennetään lisätutkimuksin. Pohjatutkimusten ja maastokatselmusten perusteella kartoitetaan rakentamista rajoittavat tai rakentamiseen muuten vaikuttavat ympäristön erityispiirteet kuten pohjamaan laatu, maastonmuodot ja pohjavesisuhteet.

Rakennettavuusselvityksessä tarkastellaan alueellista kuivatusta, maapohjan vakavuutta sekä maapohjan painumaa. Tarkastelujen perusteella arvioidaan alustavasti erityyppisten rakenteiden pohjarakentamismenetelmät ja perustamistavat. Rakennettavuutta tarkasteltaessa on huomioitava kaikki kaavan mukaiset alueiden käyttötarkoitukset ja niitä vastaavat rakennetyypit. Tarkasteltavia rakennetyyppejä voivat esimerkiksi olla keveät rakennukset, raskaat rakennukset, liikennealueet ja piha-alueet.

2.3 Pohjarakennuskustannusten laskeminen kaavoitusvaiheen suunnittelussa

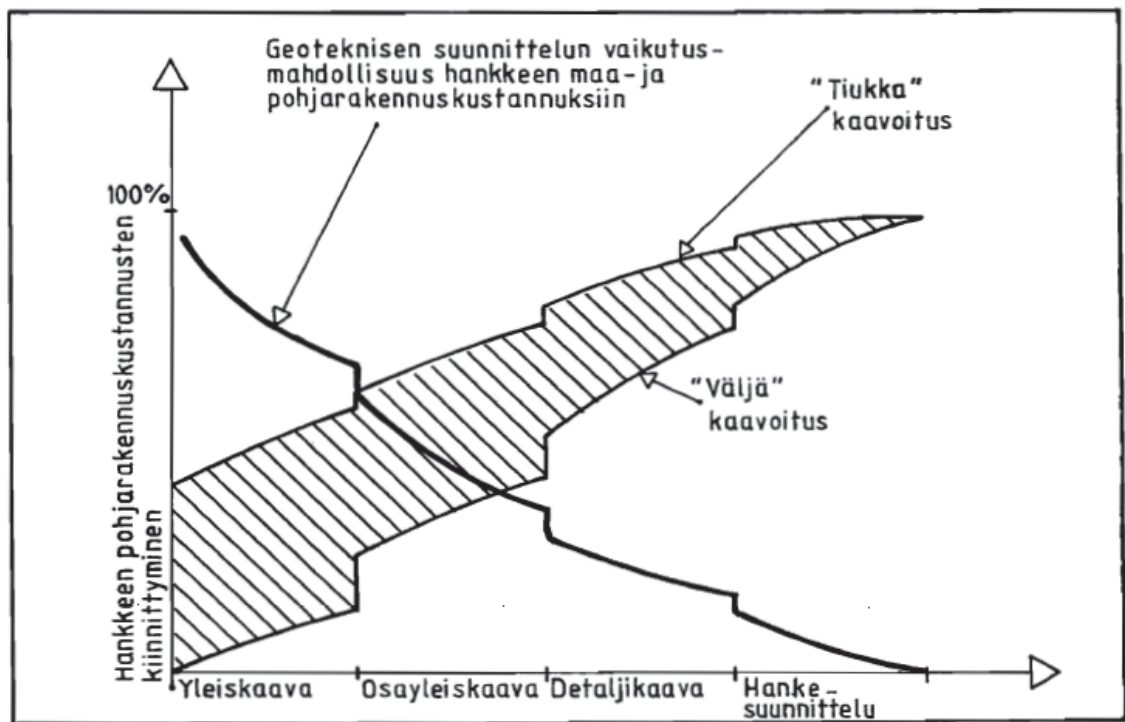
Kaavoitusvaiheessa tontin pohjarakentamisen kustannukset lasketaan usein alueen kerrosalan suhteen. Rakennusten kerrosalalla ja rakentamisen tehokkuudella on siis merkittävä vaikutus pohjarakentamisen suhteellisiin kustannuksiin. Alueen kerrosalalla tarkoitetaan suunniteltujen rakennusten yhteenlaskettua kerrosalaa. Rakennusten kerrosalalla tarkoitetaan rakennusten kerrosten yhteen laskettua pinta-alaa, joka mitataan ulkoseinien ulkopiirin mukaan. Myös ne kellari- ja ullakkokerrosten alat, joihin voidaan sijoittaa

rakennuksen pääasiallisen käyttötarkoituksen mukaisia tiloja, lasketaan mukaan kerrosalaan. (MRL 115 § 1 mom.)

Rakentamisen tehokkuudella kuvataan alueen rakentamistiheyttä. Asemakaavassa tontin sallittu rakennusoikeus ilmoitetaan yleensä tehokkuuslukuna (e) tai suoraan neliömetreinä. Tehokkuusluvulla (e) tarkoitetaan rakennusoikeuden kerrosalan ja tontin pinta-alan suhdetta. (Vantaan kaupunki, 2014)

3 TONTIN POHJARAKENNUSKUSTANNUKSIIN VAIKUTTAVAT TEKIJÄT

Suunnittelun edetessä tehdään ratkaisuja, joihin ei enää myöhemmässä vaiheessa pystytä vaikuttamaan. Kuvassa 3.1 on esitetty pohjarakennuskustannusten kiinnittyminen ja geoteknisen suunnittelun vaikutusmahdollisuudet pohjarakennuskustannuksiin eri kaavavaiheissa. Kustannukset kiinnittyvät kaavaratkaisujen myötä, minkä vuoksi myös geoteknistä suunnittelua on tärkeää tehdä mahdollisimman aikaisessa vaiheessa.



Kuva 3.1 Pohjarakennuskustannusten kiinnittyminen ja geoteknisen suunnittelun vaikutusmahdollisuudet kustannuksiin kaavoituksessa (Leiskallio & Lehtonen, 1993)

Geoteknisellä suunnittelulla pystytään vaikuttamaan tontin pohjarakennuskustannuksiin esimerkiksi pohjasuhteiden kannalta toimintojen oikeanlaisella sijoittelulla, sillä pohjasuhteet vaihtelevat usein myös tontin rajojen sisäpuolella. Taulukossa 3.1 on esitetty tontin pohjarakentamisen kustannustekijät sekä kustannuksiin vaikuttavat tekijät.

Taulukko 3.1 Tontin pohjarakentamisen kustannustekijät ja niihin vaikuttavat tekijät

Tontin pohjarakennus- kustannusten muodostuminen:	Pohjarakentamisen kustannuksiin vaikuttavat tekijät				
	Pohjasuhteet			Sijainti ja ympäristön olosuhteet	
	pohjamaan laatu	kallionpinnan sijainti	pohjavesi-suhteet	rakennusten sijainti	tontin aiempi käyttö-tarkoitus
rakennusten perustaminen (perustamistapa, rakenteiden vesitiiveys)	x	x	x		
piha-alueiden perustaminen (perustamistapa)	x	x			
rakennuspohjan esirakentaminen ja pohjanvahvistukset	x			x	x
piha-alueiden esirakentaminen ja pohjanvahvistukset	x			x	x
routasuojaukset ja rakenteiden routamitoitus	x	x			
tontilla tehtävien kaivujen ja täyttöjen laajuudet	x			x	
kaivantojen tuennat	x	x	x	(x)	
louhinta	(x)	x			
kuljetusetäisyydet ja materiaalien saatavuus	x	x		x	

Taulukon 3.1 mukaiset pohjarakentamisen kustannuksiin vaikuttavat tekijät tulee huomioida mahdollisimman aikaisessa vaiheessa maankäytön suunnittelussa. Kustannuksiin vaikuttavat tekijät voidaan jaotella kahteen pääryhmään, jotka ovat tontin pohjasuhteet ja rakennuspaikan sijainti ja ympäristö. Merkittävin geotekninen kustannustekijä on pohjasuhteet, joka määrää rakennusten ja rakenteiden perustamistavat ja mahdolliset esirakentamis- tai pohjanvahvistusmenetelmät. Rakennuspaikan sijainti ja ympäristö vaikuttavat pohjarakentamisen kustannuksiin muun muassa materiaalien kuljetusetäisyyksien kautta.

Tässä työssä pohjarakentamisen lisäkustannuksilla tarkoitetaan maa- ja pohjarakenteisiin liittyviä ylimääräisiä kuluja verrattuna tiiviille routimattomalle kitkamaalle rakentamisen pohjarakennuskustannuksiin. Vertailukustannuksiin sisältyvät seuraavat kustannustekijät:

- rakennusten maanvaraiset perustukset
- perustuksia varten luiskaamalla tehtävät kaivut
- rakennuspohjan täytöt (salaojatäytöt ym.)
- putkijohtolinjan luiskaamalla tehtävät kaivut
- putkijohtolinjan täytöt
- muut piha-alueella tehtävät yleiskaivut ja alueelliset täytöt

3.1 Pohjasuhteet

Pohjasuhteet on merkittävin yksittäinen tekijä tontin pohjarakentamisen kustannusten muodostumisessa, sillä se määrää rakennusten, teiden ja katujen sekä kunnallisteknisten rakenteiden perustamistavat sekä mahdolliset esirakentamis- ja pohjanvahvistusmenetelmät. Pohjasuhteilla on lisäksi merkittävä vaikutus kaivantojen tukemistarpeen arvioinnissa ja tuennan suunnittelussa. Maapohjan laatu määräytyy maalajien, maalajikerrosten paksuuden sekä pohjavesisuhteiden perusteella.

Taulukko 3.2 Tontin pohjarakentamisen lisäkustannukset pohjamaan laadun mukaan

Tontin pohjarakentamisen lisäkustannukset:	Pohjamaan laatu					
	kallio	tiivit kitkamaat	löyhät kitkamaat	matalat pehmeiköt ($\approx 0...3$ m)	paksut pehmeiköt	täyttömaat
rakennusten paaluperustaminen	-	-	(x)	(x)	x	x
routasuojaukset ja rakenteiden routamitoitus	-	(x)	x	x	x	x
esirakentaminen/pohjanvahvistaminen rakennuksen kohdalla	-	-	(x)	x	x	x
esirakentaminen/pohjanvahvistaminen tontin piha-alueella	-	-	(x)	(x)	x	(x)
kaivantojen tuenta	-	(x)	(x)	(x)	x	(x)
louhinta	x	(x)	(x)	(x)	-	(x)

x = todennäköinen lisäkustannus (x) = mahdollinen lisäkustannus

Taulukossa 3.2 on esitetty pohjamaan laadusta aiheutuvat tontin lisäkustannukset. Pohjarakentamisen lisäkustannukset kasvavat pohjamaan laadun heikentyessä.

3.1.1 Kantava pohjamaa

Kantavaksi pohjaksi luokitellaan tässä kitkamaat ja kallio. Kitkamaita ovat karkearakeiset maalajit sekä erilaiset moreenit (mm. silttimoreeni, hiekkamoreeni ja sora-moreeni). Kalliopohjalla tarkoitetaan louhittua tai luonnontilaista kalliota.

Rakennusten ja piha-alueiden perustaminen ja pohjanvahvistukset

Kitkamailla rakennukset ja rakenteet voidaan pääsääntöisesti perustaa maanvaraisesti. Löyhiä kitkamaita voidaan kuitenkin joutua esirakentamaan. Kitkamaille soveltuvia esirakentamismenetelmiä ovat esikuormitus ja syvätiivistys, joita on käsitelty tarkemmin luvussa 5.

Kitkamailla on aina selvitettävä pohjamaan routivuus perustusten suunnittelua varten. Kitkamaalajeista routivia ovat moreenit. Routivalle maapohjalle rakennettaessa tulee

rakennusten perustukset routasuojata, ja pihojen sekä katujen rakennekerrokset tulee olla mitoitettu siten, että laskennallinen routanousu on rakenteen sallimissa rajoissa.

Kallioisille moreenimaille rakennettaessa tulee varautua louhintaan. Lohkareisille moreenimaille rakennettaessa on varauduttava lohcareiden räjäyttämiseen. Rakennuspohjan ollessa kalliota etenkin putkijohtolinjojen kohdalla louhinta on yleensä välttämätöntä. Rakennuksen perustusten kohdalla kallionpintaa voidaan joutua tasaamaan louhimalla äkkinäisten kallionpinnan vaihteluiden vuoksi. Kallioperustamisen erityispiirteitä on käsitelty tarkemmin luvussa 4.2.

3.1.2 Pehmeä pohjamaa

Pehmeiköillä tarkoitetaan tässä alueita, joilla pohjamaa on vähintään metrin syvyyteen silttiä, savea, liejua tai turvetta. Mikäli pehmeän kerroksen alapinta ulottuu perustamistason alapuolelle, tarvitaan lähes aina pohjanvahvistustoimenpiteitä painumien tai pohjamaan vakavuuden hallitsemiseksi. Pehmeikköjen painumien ja vakavuuden hallintaan soveltuvia menetelmiä ovat:

- esikuormitus
- pystyjoitus
- massanvaihto
- kevennys
- pilari- ja massastabilointi
- paalutus

Pohjanvahvistusmenetelmien soveltuvuus riippuu pohjamaan laadusta, pehmeän maa-kerroksen paksuudesta, rakennuksen tai rakenteen ominaisuuksista sekä lisäksi rakentamisen aikataulusta.

Rakennusten perustaminen ja pohjanvahvistukset

Pehmeiköillä rakennusten pohjarakentamisen mahdolliset lisäkustannustekijät muodostuvat seuraavista tekijöistä:

- paaluperustaminen
- esirakentaminen ja pohjanvahvistaminen
- kaivantojen tuenta
- routasuojaukset

Rakennusten perustamistavat selvitetään kantavuuslaskelmien perusteella (ks. luku 4.1). Eloperäisten ja koheesiomaiden varaan saa normaalisti perustaa vain väliaikaisia tai toisarvoisia rakennuksia ja rakenteita (RIL 121-2004). Paksuille pehmeiköille sijoittuvat rakennukset perustetaan pääsääntöisesti paaluilla, sillä perustusrakenteet eivät salli suuria painumia ja ovat herkkiä etenkin painumaeroille. Kevyet rakennukset, jotka sallivat pieniä painumia, voi olla mahdollista perustaa myös maanvaraisesti jäykän saven tai

siltin varaan. Silteisillä alueilla myös raskaammat rakennukset voi olla mahdollista perustaa maanvaraisesti esikuormituksen jälkeen.

Matalilla pehmeiköillä rakennukset on mahdollista perustaa maanvaraisesti pehmeän kerroksen alapintaan ulottuvan massanvaihdon varaan. Rakennuksen alapuolisen massanvaihdon suositeltavana enimmäissyvyytensä käytetään yleensä noin 2 m perustamistasosta alaspäin, sillä massanvaihdon kustannukset kasvavat helposti paalutuskustannuksia suuremmiksi. Syviin massanvaihtokaivantoihin liittyy myös kaivantoturvallisuuden ja pohjaveden hallintaan liittyviä riskejä, joiden huomioon ottaminen voi vaikuttaa menetelmän kustannuksiin. Rakennusten esirakentamis- ja pohjanvahvistusmenetelmiä on käsitelty tarkemmin luvuissa 5.1–5.4 ja paaluperustamista luvussa 4.3.

Piha-alueiden perustaminen ja pohjanvahvistukset

Pehmeikköalueilla piha-alueiden pohjarakentamisen mahdollisia lisäkustannustekijöitä ovat esirakentaminen, pohjanvahvistukset sekä kaivantojen tuennat. Piha-alueilla alle 3 m syvien pehmeikköjen painumat pystytään pääsääntöisesti hallitsemaan esikuormituksella, pystyjoituksella, massanvaihdolla tai keventämällä tai näitä menetelmiä yhdistelemällä. Kevennysrakenne soveltuu myös paksummille pehmeiköille. Muita paksujen pehmeikköjen esirakentamis- ja pohjanvahvistusmenetelmiä ovat massa- ja pilaristabilointi sekä paalulaatta.

Piha-alueilla esirakennus- ja pohjanvahvistusmenetelmien soveltuvuuteen vaikuttavat pohjamaan ominaisuuksien lisäksi alueen käyttötarkoitus ja rakenteiden painumarajat. Piha-alueet voidaan luokitella nurmialueisiin, sora- ja asfalttipäällysteisiin liikennealueisiin sekä putkijohtolinjoihin. Pienimmät sallitut painumat ovat putkijohtolinjojen kohdilla, sillä etenkin viettoviemäreiden toiminta häiriintyy herkästi painumaerojen seurauksena. Painumaominaisuuksiltaan erilaisten alueiden rajapintaan tulee rakentaa siirtymärakenne painumaerojen tasaamiseksi. Pihan pohjanvahvistusmenetelmiä käsitellään luvuissa 5.1–5.5 ja paalulaattarakennetta luvussa 5.6.

3.1.3 Täyttömaat

Täyttömailla tarkoitetaan aiemmin suunnittelelmattomasti tehtyjä sekalaatuisia täyttöjä, jotka ovat tyypillisiä etenkin pääkaupunkiseudulle kaavoitettaville alueille. Suunnittelelmattomasti tehdyt täytöt ovat yleensä erittäin epähomogeenisiä ja ne voivat sisältää muun muassa kiviä, lohkareita ja rakennusjätettä sekä usein myös pilaantuneita maita, minkä vuoksi kyseisten alueiden pilaantumattomuus ja kunnostustarve sekä alueelle soveltuvat pohjarakennusmenetelmät on selvitettävä tarkoin. (RIL 121-2004)

Täyttöalueille rakennettaessa tulee lähes aina varautua esirakentamiseen, pohjanvahvistamiseen ja paalutukseen. Usein paksujen täytemaakerrosten alapuolella on pehmeitä maakerroksia ja rakennukset joudutaan perustamaan paaluilla. Kivisen tai

lohkareisen täytemaan läpäisy voi aiheuttaa lisäkustannuksia paalutukselle. Paalujen asentamisessa käytettäviä apukeinoja ovat:

- esireiän tekeminen lyömällä
- esiporaus
- esiräjäytys

Menetelmät tulee valita ja suunnitella siten, että niistä ei aiheudu häiriötä aiemmin asennetuille paaluille ja ympäröiville rakenteille. (RIL 254-2011)

3.1.4 Suuret korkeusvaihtelut

Tontin suuret korkeusvaihtelut voivat nostaa pohjarakentamisen kustannuksia. Suurten korkeusvaihteluiden alueilla tulee pohjarakennuskustannusten kannalta huomioida etenkin seuraavat erityispiirteet:

- rakennuspohjan ja piha-alueiden tasaaminen
- työmaajärjestelyt
- vaihtelevat pohjaolosuhteet
- maapohjan vakavuus

Rakennuspohjan tasoittaminen vaikuttaa pohjarakentamisen kustannuksiin lisäämällä tontin kaivu- ja täyttömääriä. Usein korkeusvaihteluiltaan suuret alueet ovat kallioisia, jolloin tulee varautua myös louhintoihin. Korkeusvaihteluiden vuoksi maasto voi olla vaikeakulkuista, mikä aiheuttaa työtekniisiä haasteita työkoneille ja niiden liikkumiselle rakentamisen aikana. Maaston korkeusvaihtelut saattavat viitata myös äkillisiin pohjamaan laadun vaihteluihin. Mahdollisuuksien mukaan tulee välttää rakennusten ja rakenteiden sijoittamista alueille, joissa pohjasuhteet vaihtelevat äkillisesti (RIL 121-2004). Tällaisia alueita ovat muun muassa savikkojen reuna-alueet, joissa kallionpinta nousee jyrkästi maanpinnan yläpuolelle. Perustukset tulee suunnitella siten, että niiden painumien aiheuttamat muodonmuutokset eivät ole haitallisia rakenteille. Rakennusten perustuksille on asetettu sekä kokonaispainuman että kulmakiertymän raja-arvot. (RIL 121-2004)

3.1.5 Pohjavesisuhteet

Pohjavedenpinnan korkeus ja korkeusvaihtelut vaikuttavat muun muassa maanalaisten tilojen rakentamiseen ja rakennusten perustamis- ja kuivatustasoihin. Rakennuspohjat kuivatetaan normaalisti painovoimaisesti salaojituksen avulla, jolloin salaojitustason tulee sijaita ylimmän mahdollisen pohjavedenpinnan yläpuolella. Mikäli pohjavedenpinnan alapuolelle sijoitetaan lattia- tai seinärakenteita, ne tulee suunnitella vedenpitäviksi rakenteiksi, jotta kosteus ei pääse siirtymään rakennukseen. Vedenpitävien rakenteiden rakentaminen nostaa rakennuksen pohjarakennuskustannuksia.

Alueilla, joissa vettä pidättävien maakerrosten kuten saven alapuolella on karkearakeisia ja hyvin vettä läpäiseviä kerroksia, tulee selvittää pohjaveden paineellisuus. Paineellista

pohjavettä muodostuu vapaan pohjavedenpinnan tason ollessa ylempänä kuin peitteellisen pohjavesikerroksen taso. Paineellinen pohjavesi voidaan havaita esimerkiksi kairausten yhteydessä, kun pohjavettä pääsee purkautumaan maanpinnalle kairareiästä. Mikäli vettä pidättävä maakerros rikkoontuu, syntyy ns. paineellinen lähde pohjaveden purkautuessa luonnolliselle tasolle. Hydraulinen murtuminen on tällöin voimakasta. Tilanteen korjaaminen on usein haastavaa, sillä pohjavesi voi muodostaa useita purkautumiskanavia, joiden havaitseminen ja tukkiminen voi olla jopa mahdotonta. Paineellisen pohjaveden purkautuessa pohjavedenpinta alenee vähitellen (Molarius, 2005).

Pohjavedenpinnan työnaikaista ja pysyvää alenemista tulee välttää, sillä se voi aiheuttaa hienorakeisten maakerrosten ja niiden varaan rakennettujen rakennusten ja rakenteiden painumista sekä paalutettujen rakennusten ja rakenteiden paalukuormien kasvamista. Pohjavedenpinnan alentuessa pohjaveden aiheuttama noste pienenee ja aiemmin pohjavedenpinnan alapuolella olleet maakerrokset aiheuttavat lisäkuormaa pohjamaalle. Painumisen ei koskaan voida olettaa tapahtuvan täysin tasaisesti, sillä pohjamaan laatu saattaa vaihdella lyhyelläkin välimatkalla. Merkittäviä haittoja pohjaveden pinnan alenemisesta voi aiheutua etenkin maanvaraisesti perustetuille rakennuksille ja putkijohdoille. Pohjavedenpinnan aleneminen aiheuttaa myös puisten paalujen lahoamista ja piha-alueiden painumia. (RIL 121-2004)

3.1.6 Pohjasuhteiden vaikutus kaivantoihin ja niiden tukemistarpeeseen

Pohjasuhteilla on merkittävä vaikutus kaivantojen suunnitteluun. Kaivantojen ympäristöriskit ovat sitä suuremmat ja ulottuvat sitä laajemmille alueille, mitä huonompiin pohjasuhteisiin kaivannot sijoitetaan. Taloudellisista syistä kaivannot pyritään ensisijaisesti tekemään luiskattuna. Luiskattua kaivantoa suunniteltaessa tulee laskelmin osoittaa, että luiskien varmuus sortumista vastaan on riittävä. Pohjasuhteet vaikuttavat kaivannon luiskien kaltevuuteen. Mitä heikompi pohjamaa on, sitä loivemmiksi luiskat tulee tehdä. Luiskien kaltevuus vaikuttaa kaivu- ja täyttömääriin ja niiden kautta pohjarakennuskustannuksiin. Työturvallisuuteen ja tilantarpeeseen liittyvistä syistä johtuen päädytään usein tuettuun kaivantoon. Etenkin pehmeillä kapeiden ja syvien kaivantojen tekeminen ei yleensä onnistu ilman tuentaa. (RIL 181-1989)

Kaivantojen suunnitteluun vaikuttaa myös pohjavedenpinnan sijainti kaivutasoon nähden. Pohjavedenpinnan alapuolelle ulottuvissa kaivuissa on selvítettävä sekä pohjavedenpinnan muutosten vaikutukset lähirakenteisiin että pohjaveden vaikutukset kaivantoon ja sen tukemistarpeeseen.

3.2 Rakennuspaikan sijainti ja ympäristön olosuhteet

3.2.1 Rantarakentamisen erityispiirteet

Ranta-alueiden erityispiirteenä ovat tulva- ja sortumariskit ja niihin varautuminen. Mikäli sortuma- ja tulvariskialueille rakennetaan asumiseen ja työntekoon tarkoitettuja rakennuksia, riskit tulee olla poistettu suunnitellusti (RakMK B3, 2004). Merkittävillä tulvariskialueille on laadittava tulvariskien hallintasuunnitelma, jossa esitetään tulvariskien hallinnan tavoitteet ja keinot tavoitteiden saavuttamiseksi. Maa- ja metsätalousministeriö nimeää merkittävät tulvariskialueet tulvan todennäköisyyden ja tulvasta aiheutuvien vahingollisten seurausten suuruuden perusteella. (Parjanne & Huokuna, 2014)

Tulvariskialueelle rakennettaessa alimmalla hyväksyttävällä rakentamiskorkeudella tarkoitetaan ylintä korkeutta, jolle vesi voi rakennuspaikalla nousta vahingoittamatta työntekoon tai asumiseen tarkoitettuja rakennuksia. Merenranta-alueilla alin hyväksyttävä rakentamistaso suositellaan määritettävän kerran 200 vuodessa tai harvemmin esiintyvän mitoitustulvan perusteella ja sisävesistöjen ranta-alueiden perustamistason suunnittelussa suositellaan käytettävän kerran 100 vuodessa esiintyvää mitoitustulvaa. Alimman rakentamiskorkeuden alapuolelle saa sijoittaa vain sellaisia rakenteita, joiden välityksellä kosteus ei voi siirtyä rakennukseen. (RakMK B3, 2004)

Sortumavaara tulee huomioida, kun rakennuksia tai rakenteita sijoitetaan rakennettujen tai luonnontilaisten maaluiskien läheisyyteen. Etenkin jokitörmät, joiden pohjamaa on hienorakeista savea tai silttiä, ovat sortumariskialueita. Sortumariskialueille suunniteltaessa on aina tehtävä yksityiskohtaiset pohjatutkimukset ja niiden perusteella tulee tehdä luiskan vakavuuslaskelmat. Rantatörmän liukupintasortuminen tapahtuu, mikäli ulkoiset kuormat ylittävät maan leikkauslujuuden. Rannan vakavuuteen vaikuttavat pohjamaan laadun lisäksi muun muassa rannan jyrkkyys, vedenpinnan korkeus suhteessa rantatörmään, pohjavedenpinnan korkeus sekä maassa vallitseva huokosvedenpaine. Sortumariskiä voidaan vähentää muun muassa vastapenkereillä, kevennysrakenteilla ja tukiseinillä. (Parjanne & Huokuna, 2014; RakMK B3, 2004)

Vyörymävaara tulee huomioida etenkin vesistöjen rannoilla pohjamaan ollessa eroosioherkkää silttiä tai hiekkaa. Vyörymä tapahtuu, kun virran tai aallokon vaikutuksesta kulunut ja jyrkentynyt rantatörmä valuu veteen. Vyörymäriskiä pystytään vähentämään eroosiosuojauksin. (Parjanne & Huokuna, 2014; RakMK B3, 2004)

3.2.2 Maa-ainesten saatavuus ja kuljetusetäisyydet

Rakentamisessa käytettävien maa-ainesten saatavuus on pääasiassa paikkakunta-kohtainen kustannustekijä, mutta siihen vaikuttaa lisäksi käytettävän maa-aineksen laatu. Rakentamiseen käytettävistä maa-aineksista huomattavasti yleisimpiä ovat murskeet ja sorat, joita käytetään Suomessa noin 100 miljoonaa tonnia vuosittain. Kyseisten maa-ainesten saatavuudessa on viime vuosien aikana ollut ongelmia etenkin suurien kasvukeskusten alueilla sekä alueilla, jossa on luonnostaan niukat maa-ainesvarannot. (Ympäristöministeriö, 2009)

Kaivumaiden kuljetusetäisyydet riippuvat merkittävästi maamateriaalin laadusta. Kitkamaat on usein mahdollista hyödyntää tontilla tehtävissä täyttöissä, mutta hienorakeiset ja eloperäiset kaivumaat jäävät usein ylijäämämaiksi, jotka joudutaan kuljettamaan muualle. Useimmilla kaupungeilla on täyttökohteita ylijäämämaiden vastaanottoa varten. Puhtaita maa- ja kiviaineksia on mahdollista viedä kaupunkien maamassojen vastaanottopisteisiin maksua vastaan. Kuitenkin esimerkiksi Helsingin kaupungilla ei ole tällä hetkellä ylijäämämaiden vastaanottoaikoja tai sopimusta muiden kuntien kanssa niiden vastaanottamiseksi (Helsingin kaupunki, 2014), joten Helsingissä muodostuvien ylijäämämaiden kuljetusetäisyydet ja vastaanottokustannukset voivat muodostua merkittävän suuriksi tontin pohjarakennuskustannusten kannalta.

3.2.3 Alueen aiempi käyttötarkoitus

Alueen historia on syytä selvittää, koska sillä voi olla vaikutusta pohjamaan esirakentamistarpeeseen. Asuinalueita on rakennettu muun muassa entisille satama- ja teollisuusalueille. Entisille satama-alueille tyypillisiä ovat aiemmin rakennetut sekalaatuiset täytöt (ks. luku 3.1.3 Täyttömaat), joiden laatu tulee selvittää. Teollisuusalueilla tulee erityisesti selvittää maaperän mahdollinen pilaantuneisuus ja kunnostustarve. Tässä työssä ei käsitellä tarkemmin pilaantuneisiin maihin liittyviä kustannustekijöitä.

3.2.4 Rakennuspaikan sijainnin ja ympäristön vaikutukset kaivantoihin ja niiden tukemistarpeeseen

Rakennuspaikan sijainti ja ympäristön erityispiirteet tulee huomioida kaivantojen suunnittelussa. Ranta-alueille sijoittuvien kaivantojen erityispiirteenä on pintavesien suotautuminen kaivantoon ja kaivantojen kuivanapidon suunnittelu. Rakennettuun ympäristöön sijoittuvien kaivantojen suunnittelussa tulee erityisesti huomioida viereisten rakennusten perustamistasot. Kaivannot, joiden kaivutaso ulottuu viereisten rakennusten perustamistason alapuolelle, luokitellaan aina hyvin vaativiksi kaivannoiksi. Kaivannot eivät saa aiheuttaa haitallisia muodonmuutoksia lähirakenteissa, minkä vuoksi rakennuksessa ympäristössä kaivannot joudutaan usein tukemaan. (RIL 181-1989)

Kaivun ulottuessa pohjavedenpinnan alapuolelle on selvitettävä pohjavedenpinnan muutoksista aiheutuvien vaikutusten suuruudet. Pohjavedenpinnan aleneminen voi aiheuttaa muun muassa lähellä olevien maanvaraisten perustusten painumista (ks. luku 3.1.4). Työnaikaista pohjavedenpinnan alenemista voidaan ehkäistä tukiseinätyypin valinnalla. Vesitiiviitä tukiseinätyyppejä ovat kaivinpaalu- ja porapaaluseinät. Myös teräsponttiseinät pystytään tiivistämään vettä läpäisemättömiksi. Vesitiiviin tukiseinätyypin valinta nostaa pohjarakentamisen kustannuksia. (RIL 181-1989).

4 RAKENNUSTEN PERUSTAMISTAVAT

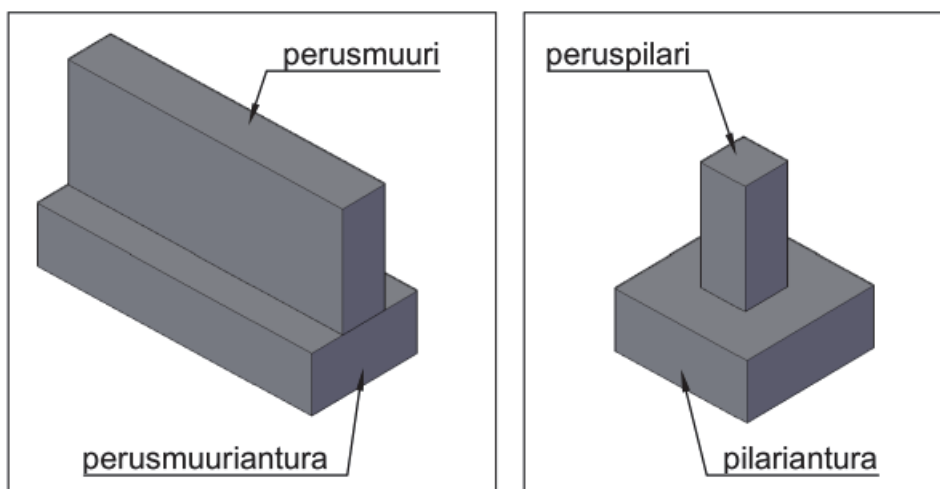
Pohjasuhteista ja rakennuksen ominaisuuksista riippuen rakennukset perustetaan maanvaraisesti, kallionvaraisesti tai paaluilla kantavan pohjamaan tai kallion varaan. Pohjamaan ollessa suhteellisen kantavaa tai kallionpinnan ollessa lähellä maanpintaa tai lähellä alapohjan edellyttämää kaivutasoa on maan- tai kallionvarainen perustaminen teknis-taloudellisesti edullisin perustamistapa. Paaluperustaminen tulee kyseeseen yleensä silloin, kun kantava pohjamaa sijaitsee yli kahden metrin syvyydessä perustamistasosta.

4.1 Maanvarainen perustaminen

Maanvaraisia perustamistapoja ovat anturaperustaminen ja laattaperustaminen. Maanvaraisperustus voidaan rakentaa joko suoraan luonnonmaan varaan tai esirakennetun pohjamaan varaan. Esirakentamismenetelmiä on käsitelty tarkemmin luvussa 5.

4.1.1 Maanvarainen anturaperustus

Anturaperustuksessa rakennuksen kuormat siirretään pohjamaalle anturoiden välityksellä. Anturat suunnitellaan joko jatkuviksi perusmuurianturoiksi tai erillisiksi pilarianturoiksi riippuen siitä, kohdistetaanko rakennuksen kuormat kantaville seinille ja perusmuureille vai kantaville pilareille ja peruspilareille. Kuvassa 4.1 on esitetty perusmuuri- ja pilarianturoiden periaatekuvat. Asuinrakennusten anturatyypinä käytetään pääasiassa perusmuurianturaa, mutta esimerkiksi pysäköintihallit perustetaan usein pilarianturoille.

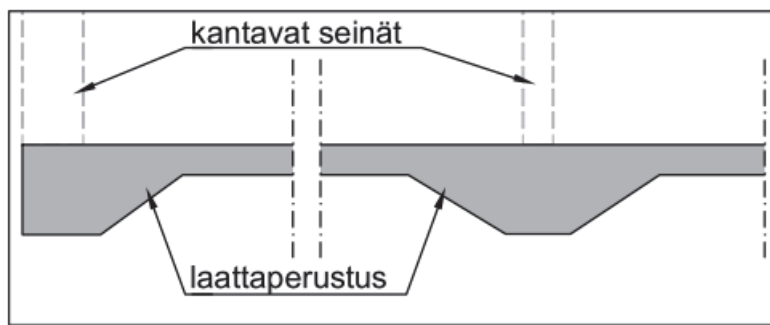


Kuva 4.1 Perusmuuri- ja pilarianturoiden periaatekuvat

Maanvaraiset anturat perustetaan kantavalle maapohjalle. Maapohjan ollessa moreenia anturoiden alapuolelle tulee tehdä vähintään 0,2 m paksu tiivistetty sora- tai murskearina. Anturoiden alustäyttö toimii myös salaojituserroksena, mikäli se tehdään salaojituserroksen vaatimukset täyttävästä materiaalista. Anturaperustusten vähimmäisperustussyvyys ulkoseinälinjalla on 0,5 m viereisestä maanpinnasta mitattuna. (RIL 121-2004)

4.1.2 Maanvarainen laattaperustus

Laattaperustuksella tarkoitetaan koko rakennuksen alle rakennettavaa yhtenäistä teräsbetonilaattaperustusta. Rakennuksen kuormat kohdistetaan kantaville seinälinjoille tai pilareille, joiden kohdille laattaan tehdään vahvistukset. Laattaperustus soveltuu perustamistavaksi pohjamaan ollessa jäykkää savea tai silttiä tai löyhää hiekkaa. Se tasaa rakennuksen epätasaisia painumia, mutta jos pohjaolosuhteet vaihtelevat merkittävästi rakennuksen alla, laattaperustus ei poista kallistumisriskiä. (RIL 121-2004; Rakennustieto Oy, 1992) Kuvassa 4.2 on esitetty laattaperustuksen periaate.



Kuva 4.2 Laattaperustuksen periaatekuva

Ulkoseinälinjoilla laattaperustuksen perustussyvyys tulee olla vähintään 0,5 m. Laattaperustus mitoitetaan taipuvana rakenteena siten, että varmuus maapohjan murtumista vastaan on riittävä, ja että laatan painumat ja taipumat pysyvät sallituissa rajoissa. Laattaperustuksen käyttöä tiheään rakennettavilla alueilla rajoittaa se, että laatan rakenteellinen toiminta saattaa muuttua merkittävästi perustuksen viereen rakennettaessa. Lisäksi savialueilla laattaperustusta käytettäessä tulee huomioida pohjavedenpinnan pysyvistä tai pitkäaikaisesta alenemisesta aiheutuva painumariski. (RIL 121-2004)

Tässä työssä laattaperustus on jätetty tutkimuksen ulkopuolelle, sillä laattaperustus on etenkin muiden kuin pientalojen perustamismenetelmänä harvinainen.

4.1.3 Maanvaraisten anturoiden geotekniset suunnitteluperiaatteet

Maanvaraisen anturan koko määräytyy rakenteellisen ja geoteknisen mitoituksen perusteella. Pilarianturan vähimmäisleveys ja -pituus on kuitenkin 0,4 m ja perusmuurianturan vähimmäisleveys on 0,3 m. Maanvarainen antura mitoitetaan geoteknisesti siten,

että perustuksen kantavuus on riittävä. Anturaperustuksen geotekniseen kantavuuteen vaikuttavat:

- yläpuoliselta rakenteelta tulevat kuormitusten suuruus ja suunta
- perustuksen ominaisuudet: perustamissyvyys, perustuksen muoto ja koko, perustuksen jäykkyys ja perustuksen pohjakitka
- maapohjan laatu: pohjamaan geotekniset ominaisuudet ja pohjavedenpinnan sijainti

Kantavuus on riittävä, kun perustusten siirtymät ja siirtymäerot pysyvät rakenteiden sallimissa rajoissa ja perustusten alapuolisella pohjamaalla on riittävä varmuus murtumista vastaan. Mikäli perustukseen kohdistuu merkittäviä vaakasuuntaisia kuormia, tulee laskea myös varmuus perustuksen liukumista vastaan. Lisäksi perustuksen riittävä kokonaisvakavuus on aina tarkistettava. (RIL 121-2004)

Geotekninen mitoitus tehdään joko Suomen rakentamismääräyksen (RakMK B3, 2004) tai Eurokoodin EN 1997-1 kansallisen liitteen (SFS-EN 1997-1) mukaisesti. Mitoitustapoja ei esitellä tässä tarkemmin, sillä ne eivät ole oleellisia kaavoitusvaiheen geoteknisen suunnittelun kannalta.

”Sallittu pohjapaine”

Tässä tutkimuksessa pohjamaan kantavuutta kuvaavana parametrina on käytetty ”sallittua pohjapainetta”, jolla tarkoitetaan pohjamaan laadun perusteella arvioitua suurinta sallittua kosketuspainetta, jolla perustusten kantavuus on riittävä. ”Sallittu pohjapaine” ei kuitenkaan ole tietylle pohjamaalle vakio, sillä anturaperustuksen kantavuuteen vaikuttavat pohjamaan laadun lisäksi muun muassa anturan koko ja muoto, kuormituksen epäkeskisyys ja perustamissyvyys. Perustuksia ei siis todellisuudessa saa mitoittaa sallitulle pohjapaineelle, vaan anturoiden riittävä kantavuus on aina tarkistettava kantokesävyys- ja painumalaskelmin. ”Sallitun pohjapaineen” käyttö tässä tutkimuksessa on perusteltua, sillä kyseessä on kaavoitusvaiheen ja rakennusten luonnosvaiheen suunnittelua varten tehtävä tutkimus rakennusten perustusrakenteiden määristä.

4.1.4 Maanvaraisperustusten routasuojaus ja roudaton perustamissyvyys

Routivalla pohjamaalla maanvaraiset perustukset on joko ulotettava routimattomaan syvyyteen tai routasuojattava. Routimattomalla perustussyvyydellä tarkoitetaan tulevaisuutta maanpinnasta mitattua syvyyttä, jossa routiva maapohja ei routaannu rakennuksen suunnitellun käyttöiän aikana. Pysyvien rakenteiden rakennuspohjan jäätyminen on esitettävä työnaikaisin routasuojuksin tai rakennuspohja on sulatettava luotettavalla menetelmällä ennen perustusten rakentamista. (RakMK B3, 2004; RIL 121-2004)

Routaeristuksen mitoitukseen vaikuttavat:

- pohjamaan routivuus
- rakennuspaikan maantieteellinen sijainti ja sen perusteella määräytyvä mitoitusroudansyvyys
- rakennuksen perustamissyvyys
- rakennuksen sisälämpötila

Rakennuspohja on routimaton, jos maakerrokset roudan tunkeutumissyvyyteen saakka ovat routimattomia. Roudan tunkeutumissyvyys ja mitoitusroudansyvyys määräytyvät maalajin ja maantieteellisen sijainnin mukaisen mitoituspakkasmäärän perusteella. Karkearakeisessa maassa routa pääsee tunkeutumaan syvemmälle kuin hienorakeisessa pohjamaassa. Rakennus luokitellaan lämpimäksi rakennuksen sisälämpötilan ollessa vähintään 17 °C. (RIL 121-2004)

4.2 Kallionvaraisen perustamisen erityispiirteet

Suomen kallioperä on yleensä erittäin kantava. Kallionvaraisperustusten painumat ovat olemattomia ja normaalitilanteissa rakennukset pystytettäisiin perustamaan ehjälle kalliolle jopa ilman kuormia jakavia anturarakenteita. Kuitenkin myös kallionvaraisperustuksissa tulee noudattaa Suomen rakentamismääräyskokoelman (RakMK B3, 2004) mukaisia anturaleveyden vähimmäismittoja, minkä vuoksi etenkin kevyiden rakennusten osalta maanvaraisten ja kallionvaraisten anturoiden mitoissa ei ole merkittävän suurta eroa. Kalliopohja voi olla luonnontilainen tai louhittu. Kallionvaraisia perustamismenetelmiä on useita:

- perustaminen murskearinan välityksellä luonnontilaisen tai louhitun kallion varaan
- perustaminen luonnontilaisen kallion varaan
- perustaminen rikkonaiselle tai rapautuneelle kalliolle
- perustaminen louhitun kallion varaan
- perustaminen irtilouhitun kerroksen varaan

Kalliopohjan kantavuus riippuu sen kivilajeista, rapautuneisuudesta ja rikkonaisuudesta. Luonnontilaiseksi kalliopohjaksi lasketaan ehjä, kiinteä kallio, jonka rakoväli ei ole alle 0,1 m. Tarvittaessa kalliopohjalle tulee tehdä lujitussuunnitelma. Lujitus tulee yleensä kyseeseen etenkin louhintojen reunalle perustettaessa tai perustettaessa rapautuneen tai rikkoutuneen kallion varaan. Täysin rapautunutta kalliota käsitellään suunnittelussa kuten tiivistä moreenia. Myös perustamista murskearinan välityksellä kalliolle käsitellään suunnittelussa kuten perustamista kantavalle maapohjalle. (RakMK B3, 2004; Jääskeläinen, 2009)

Kallionpinnan epätasaisuuden ja äkkinäisten korkeusvaihteluiden vuoksi kalliopohjaa voidaan joutua tasoittamaan tai porrastamaan. Joissakin tapauksissa rakennuksen kohdalla voidaan joutua tekemään ylisyvää louhintaa perustamisolosuhteiden tasoittamiseksi.

si. Kallionpinnan ollessa perustusten kohdalla kaltevampi kuin 15° perustustaso joudutaan tasoittamaan tai louhimaan. Ylisyvään louhintaan ja vaihtelevan paksuisen louhepatjan rakentamiseen päädytään usein tapauksissa, joissa kallionpinta pakenee rakennuksen kohdalla syvemmälle, mutta perustamistapa halutaan pitää kuitenkin yhtenäisenä. Ylisyvän louhinnan yhteydessä rakennuspohjalle rakennetaan louhepatja, jonka tulee olla vähintään metrin paksuinen koko rakennuksen kohdalla. Kalliolle rakennettaessa louhintaa joudutaan tekemään usein etenkin putkijohtojen kohdalla. Myös piha- ja liikennealueilla louhimiselta on lähes mahdoton välttyä kalliolle rakennettaessa. (Jääskeläinen, 2009)

4.3 Rakennuksen paaluperustaminen

Kantavan maapohjan ollessa vähintään noin 2 m perustamistason alapuolella valitaan rakennuksen perustamistavaksi yleensä paaluperustus. Paalut ovat joko tuki-, kitka- tai koheesiopaaluja riippuen siitä, miten paalu siirtää kuormia pohjamaalle. Rakennusten paalutyypinä käytetään pääasiassa vain tukipaaluja, mutta paksuilla kitkamaakerroksille saattaa kyseeseen tulla myös kitkapaalut. Tukipaalut siirtävät pääosan kuormista kärkiensä välityksellä kantavalle maapohjalle tai kalliolle. Tukipaalujen kärjet tukeutuvat siis tiiviiseen kitkamaahan tai kallioon. Kitkapaaluilla tarkoitetaan paaluja, jotka siirtävät pääosan kuormista maapohjalle paalun vaippapinnalla vaikuttavan kitkan välityksellä ja osa kuormista siirtyy tukipaalujen tapaan paalun kärjen välityksellä. Kitkapaalut soveltuvat maaperään, jossa kallion tai tiiviin pohjamaan päällä on paksu ja suhteellisen löyhä moreenikerros tai karkearakeinen maakerros. Kitkapaalujen kantavuuden määrittämisessä esiintyvät haasteet ovat rajoittaneet niiden käyttöä. (Hartikainen, 1976)

Koheesiopaaluilla tarkoitetaan paaluja, jotka siirtävät kuormat maapohjalle vaippapinnalla vaikuttavan adheesion välityksellä. Koheesiopaaluja ei pystytä suunnittelemaan täysin painumattomiksi. (RIL 223-2005) Kitka- ja koheesiopaalut ovat herkkiä ympäristön muutoksista johtuville painumille ja ne aiheuttavat rajoitteita rakennettavalle ympäristölle, mikä on yksi syy niiden käytön harvinaisuuteen. Koheesiopaaluja käytetään rakennusten perustuksissa vain poikkeustapauksissa. (Hartikainen, 1976)

4.3.1 Paalutyypit

Suomessa yleisimmin käytettävä paalutyyppi on teräsbetonipaalu. Muita yleisiä paalutyyppejä ovat teräksiset pienpaalut ja suurpaalut. Näiden lisäksi on useita erikoispaalutyyppejä, joista tässä työssä esitellään kaivinpaalut ja injektoidut paalut. Paalut asennetaan yleisimmin joko lyömällä tai poraamalla. Lyöntipaalut ovat yleensä ensisijainen vaihtoehto niiden taloudellisuuden vuoksi. Porapaalu on pääasiassa vaikeiden pohjasuhteiden paalutyyppi, sillä porapaalulla pystytään läpäisemään kivisiä tai lohkaraisia täytöjä ja lisäksi ne aiheuttavat huomattavasti vähemmän häiriötä ympäristölle lyömällä asennettaviin paaluihin verrattuna. Porapaalut tulevatkin yleensä kyseeseen rakennetuksessa ympäristössä, jossa paalutustyö joudutaan suorittamaan tärinäherkkien rakenteiden

lähettyvillä. Muita paalujen asennusmenetelmiä ovat puristamalla ja kaivamalla asentaminen.

Teräsbetonipaalut

Suomessa käytettävät teräsbetonipaalut ovat kooltaan 250x250 mm², 300x300 mm² ja 350x350 mm². Yleisimpiä ovat sivumitaltaan 300 mm teräsbetonipaalut. Teräsbetonipaalut asennetaan lyömällä ja suunnitellaan ensisijaisesti tiiviiseen maakerrokseen tai kallioon tukeutuviksi tukipaaluiksi. (RIL 223-2005)

Pienpaalut

Tässä pienpaaluilla tarkoitetaan halkaisijaltaan alle 300 mm suuria teräsputkipaaluja. Teräksiset pienpaalut asennetaan joko lyömällä tai poraamalla. Lyötävät teräsputkipaalut ovat yleensä tiiviiseen maakerrokseen tai kallioon tukeutuvia tukipaaluja ja porattavat teräspaalut kallioon tukeutuvia tukipaaluja. Porapaalut voivat olla joko teräsputkipaaluja tai sydänteräspaaluja. Porattavat teräsputkipaalut voidaan betonoida asentamisen jälkeen. Teräsputkipaalun seinämät ovat paksut ja ne toimivat sekä asentamisen aikaisena porausputkena että valmiin paaluelementin kantavana rakenteena. Sydänteräspaalun toimintaperiaate eroaa teräputkipaalusta siten, että sen ohutseinäinen teräsputki toimii porausputkena ja putken sisälle asennettu pyöröteräs toimii valmiin paaluelementin kantavana rakenteena. (RIL 230-2007)

Teräksiset suurpaalut

Teräksisillä suurpaaluilla tarkoitetaan tässä vähintään 300 mm suuria teräsputkipaaluja, jotka asennetaan lyömällä tai täryttämällä. Paalut voivat olla joko avoimia tai suljettuja, ja ne voidaan betonoida asentamisen jälkeen. Suurpaalut ovat yleensä kallioon tai tiiviiseen maakerrokseen tukeutuvia tukipaaluja, mutta alapäästään avoimia paaluja ei tule suunnitella kallioon tukeutuviksi. Tulppaantumattomaksi avoimeksi paaluksi kutsutaan molemmista päistä avointa paalua, jossa maanpinta putken sisällä on asennustyön jälkeen likimain samassa tasossa kuin paalun ulkopuolella. Tulppaantumaton paalu on siis maata syrjäyttämätön. Tulppaantuneessa avoimessa paalussa maanpinta paalun sisäpuolella on huomattavasti alempana kuin paalun ulkopuolinen maanpinta. (RIL 212-2001)

Kaivinpaalut

Kaivinpaalulla tarkoitetaan maahan poraamalla tai kaivamalla tehtyä paikalla valettua teräsbetonipaalua, joka on yleensä kallioon tai tiiviiseen maapohjaan tukeutuva tukipaalu. Kaivinpaalut ovat halkaisijaltaan 500–1800 mm, yleisimmin 900–1500 mm. Kaivinpaalun tekovaiheessa maahan asennetaan avonainen työputki, jonka sisältä maa poistetaan betonivalua varten kauhalaitteen avulla. Paalut soveltuvat kohteisiin, joissa läpäistävä maakerros on kivistä ja lohkareista ja kova pohja on syvällä. Kaivinpaalut ovat maata syrjäyttämättömiä, joten ne voidaan tehdä lähelle toisiaan. Kaivinpaaluista voi-

daan tehdä myös maan- ja vedenpainetta kestävä seinä, jossa paalut leikkaavat toisiaan. (RIL 212-2001)

Injektoidut pienpaalut

Injektoidulla pienpaalulla tarkoitetaan halkaisijaltaan alle 300 mm vaippainjektoitua teräsputkipaalua. Paalut asennetaan poraamalla, lyömällä tai puristamalla. Maahan asennettavan teräsputken päässä on asennustavasta riippuen avarrin tai porakruunu, joka halkaisijaltaan paalua suurempi. Vaippainjektointi tapahtuu paalun alapäästä paalun upotuksen aikana. Paalut tukeutuvat karkearakeiseen maakerrokseen toimien tuki- tai kitkapaaluina. Injektoidut paalut soveltuvat muun muassa kohteisiin, joissa joudutaan paaluttamaan löyhään paksuun karkearakeiseen maaperään tai aggressiiviseen maaperään, jossa injektointiaine toimii teräsmaalun korroosiosuojana. (RIL 230-2007)

4.3.2 Paalujen kärkien suojaaminen ja paalujatkokset

Lyömällä asennettavien teräsbetonipaalujen ja teräksisten pienpaalujen kärjet tulee suojata joko maa- tai kalliokärjillä. Kärjen tyyppi valitaan sen perusteella, minkälaiseen maakerrokseen paalu tukeutuu tai minkälaisia kerroksia paalutuksessa läpäistään. Kalliokärkiä tulee käyttää paalun tukeutuessa kallioon tai kiviseen tai lohkarakeiseen maakerrokseen, tai kun paalutuksessa läpäistään tiiviitä lohkarakeisia tai kiviä maakerroksia. Muutoin käytetään maakärkiä. Paalutusluokassa I teräsbetonipaalun kärjen suojaamisen lisäksi paalun pää tulee vahvistaa teräsvanteella. Porapaalujen kärjet varustetaan maakengällä tai porakruunulla. Myös porakruunu jää paalun kärkeen pysyvästi asennuksen jälkeen. (RIL 223-2005; RIL 230-2007) Suljettujen teräksisten suurpaalujen kärjet varustetaan joko pohjalevyllä tai kalliokärjellä. Avoimena lyötävien paalujen päät voidaan suojata karkivahvikkeella, joka on yleensä vaipan ulkopintaan hitsattava teräspanta. (RIL 212-2001)

Paalujen jatkostyyppi riippuu käytettävästä paalutyypistä. Teräsbetonipaalut jatketaan aina erillisin jatkoskappalein, jotka kiinnitetään paaluelementtiin keskeisesti. Paaluelementit muodostetaan valmistuksen yhteydessä. (RIL 223-2005) Jatkamattoman teräsbetonipaalun ($300 \times 300 \text{ mm}^2$) enimmäispituus on 15 m (Rudus Oy, 2010). Pieniläpimitaisten teräsputkipaalujen enimmäispituus jatkamattomana on 12 m (Rautaruukki Oyj, 2014). Teräksiset pienpaalut jatketaan joko hitsaamalla tai mekaanisilla jatkoksilla. Lyötävien pienpaalujen mekaaniset jatkokset ovat yleensä irrallisia sisäpuolisia tai ulkopuolisia kitkajatkoksia, joiden kiinnitys perustuu jatkoskappaleen ja paalun kartiomuodoista johtuvaan kitkaan. Porapaaluilla käytetään yleensä erilaisia kierrejatkoksia. (RIL 230-2007) Suuriläpimitaiset teräsputkipaalut pystytään valmistamaan jatkamattomina jopa yli 30 m pitkiksi (Rautaruukki Oyj, 2014). Teräksisten suurpaalujen jatkaminen tehdään aina hitsaamalla (RIL 212-2001).

4.3.3 Paaluperustuksen geotekniset suunnitteluperiaatteet

Paalut ovat kantavia rakenteita, joiden kantavuus määräytyy joko rakenteellisen tai geoteknisen kestävyysperusteella. Paaluperustusten geotekninen suunnittelu ja mitoitus tehdään joko Suomen rakentamismääräyskokoelmaan (RakMK B3, 2004) perustuvien ohjeiden (RIL 223-2005; RIL 230-2007; RIL 212-2001) tai eurokoodijärjestelmään perustuvan ohjeen (RIL 254-2011) mukaisesti. Suunnittelu on siirtymässä eurokoodijärjestelmään, minkä vuoksi tässä työssä viitataan eurokoodin mukaiseen suunnitteluohjeeseen, Paalutusohje PO-2011 (RIL 254).

Perustuksen geotekniset suunnitteluvaatimukset määräytyvät rakenteen geoteknisen luokan perusteella. Geoteknisiä luokkia on kolme:

- helpot kohteet GL1
- vaativat kohteet GL2
- erittäin vaativat kohteet GL3

Luokkaan GL1 kuuluvan rakenteen rakennuspohja on tyypillisesti kantava maapohja tai kallio, eli kyseisen luokan rakenteet eivät normaalisti vaadi paaluperustamista. Luokkaan GL2 sijoittuvat paaluperustettavat kohteet, joissa on pysyvään asumiseen tai työskentelyyn tarkoitettuja tiloja tai vaativia rakenteita. Geotekniseen luokkaan GL3 kuuluvat kohteet, jotka ovat poikkeuksellisen suuria tai sisältävät epätavallisia rakenteita sekä kohteet, joihin liittyy muita normaalista poikkeavia riskejä. Geoteknisen luokan määrittää pohjarakennesuunnittelija. (RIL 254-2011)

Kohteen geoteknisen luokan ja seuraamusluokan (CC1-CC3) perusteella paalutustyöluokaksi määräytyy PTL1, PTL2 tai PTL3. Lyömällä asennettaville paaluille määritetään paalun valmistajan tai maahantuojan toimesta:

- ylin paalutusluokka, johon paalua voidaan käyttää
- paalun rakenteellinen lyönninkestävyys
- paalun geoteknisen kestävyysominaisarvo

Suunnittelijan tulee kuitenkin määrittää geoteknisen kestävyysominaisarvon maksimiarvo rakenteellisen lyönninkestävyyden ja paalutusluokan perusteella. Geoteknisen kestävyysominaisarvon maksimi määräytyy eri paalutustyöluokissa seuraavasti:

- paalutustyöluokassa PTL3 100 % paalun lyönninkestävyydestä
- paalutustyöluokassa PTL2 80 % paalun lyönninkestävyydestä
- paalutustyöluokassa PTL1 60 % paalun lyönninkestävyydestä

Mikäli valmistajan tai maahantuojan antama paalun geoteknisen kestävyysominaisarvo on maksimiarvoa pienempi, käytetään valmistajan tai maahantuojan antamaa arvoa geoteknisen kestävyysominaisarvona. (RIL 254-2011)

Aksiaalisesti kuormitetun paalun geoteknisen puristuskestävyyden mitoitusarvo määritetään maksimisarvon perusteella. Ensin lasketaan geoteknisen kestävyys ominaisarvo jakamalla maksimiarvo korrelaatiokertoimella, joka valitaan koestettavien paalujen prosentuaalisen määrän perusteella. Tämän jälkeen mitoitusarvo saadaan jakamalla ominaisarvo paalun kokonaiskestävyyden osavarmuuskertoimella. Vedetyillä paaluilla on tarkastettava myös paalun vetokestävyys. Kitka- ja koheesiopaaluille tulee tehdä lisäksi painumatarkastelut. (RIL 254-2011)

Tässä työssä ei käsitellä poikittaisesti kuormitettujen paalujen geoteknisiä suunnitteluperiaatteita.

4.3.4 Paalutustyön suunnittelussa huomioitavat geotekniset erityispiirteet

Paalutyypin ja -materiaalin sekä paalun asennustavan valintaan vaikuttavat muun muassa:

- pohjasuhteet ja pohjavesisuhteet
- paaluihin asennuksen aikana muodostuvat jännitykset
- paalujen asennusmenetelmän vaikutus aiemmin asennettuihin paaluihin ja ympäristöön rakenteisiin ja rakennuksiin
- mahdolliset maapohjan kemikaalit, joilla on haitallisia vaikutuksia paalumateriaaliin

Paalutustyö ei saa aiheuttaa vahinkoa ympäristölle tai lähirakenteille. Paalutuksesta ympäristölle aiheutuvan häiriön suuruuteen ja sen vaikutusalueen laajuuteen pystytään vaikuttamaan paalutyypin ja paalutustavan valinnalla. Häiriöiden merkitykset korostuvat rakennettuun ympäristöön paalutettaessa. Paalutusta suunniteltaessa on huomioitava seuraavat paalutukseen liittyvät erityispiirteet:

- maan syrjäytyminen
- maan häiriintyminen ja huokospaineen nousu
- paineellinen pohjavesi
- maan tiivistyminen
- maan löyhtyminen
- tärinä
- melu

Porattavia teräspalkkipaaluja, avoimia teräksisiä suurpaaluja ja kaivinpaaluja lukuun ottamatta paalut ovat maata syrjäyttäviä, mikä tarkoittaa, että paalun kohdalla maata syrjäytyy paalun tilavuuden verran. Syrjäytymistä tapahtuu hienorakeisissa ja eloperäisissä maakerroksissa sekä keskitiiviissä ja tiiviissä karkearakeisissa maakerroksissa. Syrjäytyminen aiheuttaa maassa siirtymiä, jotka voivat vaikuttaa lähirakenteisiin ja jo asennettuihin paaluihin. Mikäli siirtymät arvioidaan haitallisen suuriksi, niiden muodostuminen voidaan joko kokonaan ehkäistä valitsemalla paalutyypiksi maata syrjäyttämätön paalu-

tyyppi tai siirtymiä voidaan pienentää käyttämällä teräksisiä pienpaaluja, joilla on suuri kantavuus suhteessa paalun poikkileikkausalaan. (RIL 223-2005)

Paalutettavien maakerrosten ollessa hienorakeisia tai eloperäisiä tulee huomioida paalutuksesta aiheutuva maan häiriintyminen ja huokospaineen nousu sekä maaperän mahdollinen paineellinen pohjavesi. Maan häiriintyessä sen lujuus heikkenee merkittävästi, jolloin myös paalun geotekninen kantavuus pienenee. Myös huokospaineen nousu ja paineellinen pohjavesi aiheuttavat maan merkittävää lujuuden heikkenemistä. Maan lujuuden heikentymisen vaikutukset voivat ilmetä muun muassa lähirakenteiden painumina. Tarvittaessa paalutuksen yhteydessä on tehtävä työnaikaista huokospaineen mittaamista. Huokospaineen nousua voidaan ehkäistä muun muassa paalutyypin valinnalla tai poistamalla maata paalun kohdalta. (RIL 223-2005)

Löyhiin karkearakeisiin maakerroksiin paalutettaessa tulee huomioida maan mahdollinen tiivistyminen ja siitä aiheutuvat haitat lähirakenteille. Maan tiivistyminen aiheuttaa painumia paalun kohdalla ja sen vaikutusalueella. Mikäli vaikutusalueelle sijoittuu maanvaraisesti tai kitkapaaluilla perustettuja painumille herkkiä rakenteita, tulee siirtymiä seurata paalutustyön aikana tehtävin mittauksin. (RIL 223-2005)

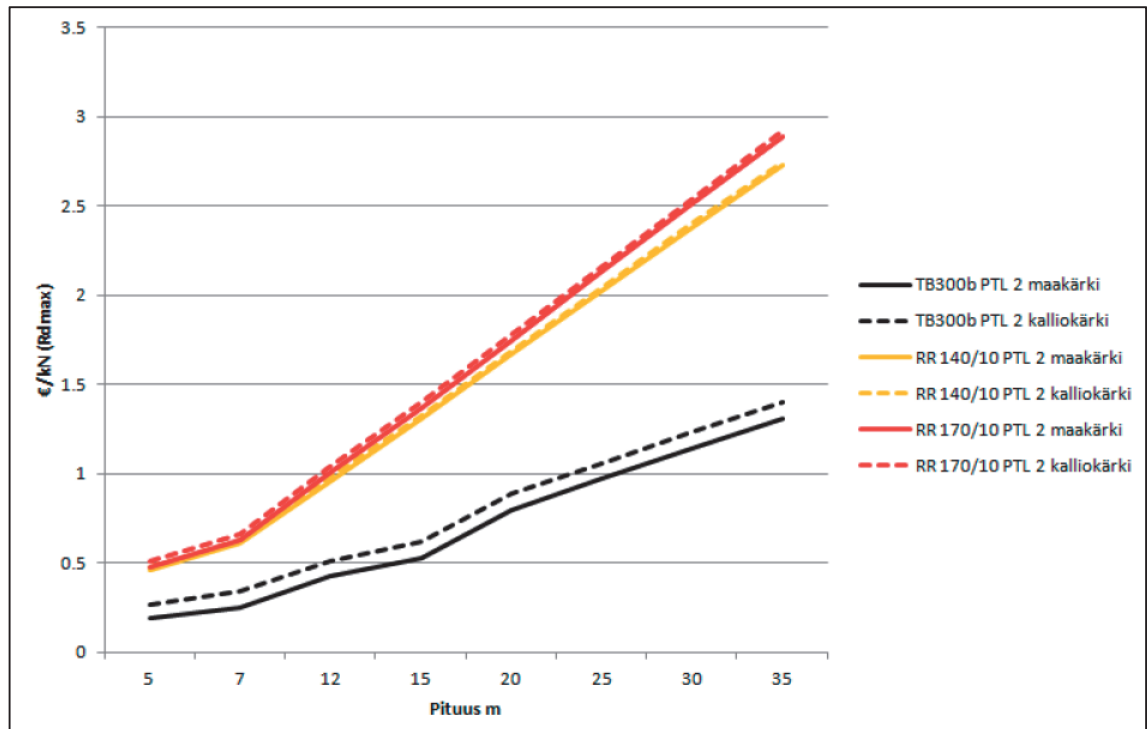
Ennen paalutustyötä on selvitettävä lähiympäristön rakenteiden vaurioherkkyys. Mikäli ympäristössä havaitaan vaurioherkkiä rakenteita, on ennen varsinaista paalutusta tehtävä koepaalutuksia ja paalutuksen aikana on tehtävä värinäseuranta vaurioherkkiin rakenteisiin asennettujen värinämittareiden avulla. Paalutuksen värinävaikutus on suurin asennettaessa paaluja lyömällä tiiviiden maakerrosten läpi. Porapaalutuksesta aiheutuva värinä on yleensä melko pientä. Paalutuksesta aiheutuvan melun raja-arvot riippuvat paalutettavan kohteen ympäristöstä. Etenkin asutuskeskusten lähetyvillä lyöntipaalutusmelua tulee vaimentaa esimerkiksi varustamalla pudotusjärkele melusuojuksella. (RIL 223-2005; Tiehallinto, 2001)

4.3.5 Paaluperustusten kustannustekijät

Paaluperustusten kustannuksiin vaikuttavat:

- paalutyypin
- paalun asennustapa
- paalun kärjen suojaus
- paalujen jatkokset
- paalutustyön vaativuus ja erityispiirteet

Kuvassa 4.3 on esitetty lyömällä asennettavien teräsbetonipaalujen ja lyötävien teräspalkkipaalujen hintavertailu paalupituuden suhteen.



Kuva 4.3 Paalutustyöluokassa PTL2 lyömällä asennettavien teräsbetoni- ja teräsputkipaalujen hintavertailu (Laitakari, 2011)

Hinnat on esitetty suhteessa paalun kantavuuteen. Paaluhinnoissa on huomioitu paalun materiaalin ja asennuskustannusten lisäksi paalujen kärjet, jatkokset, hatut ja vanteet. (Laitakari, 2011) Kuten kuvasta 4.3 nähdään, teräsputkipaalujen kustannukset ovat huomattavasti suuremmat kuin teräsbetonipaalujen kustannukset ja kustannuserot korostuvat paalupituuden kasvaessa. Kalliokärjillä varustettujen paalujen hinta on suurempi kuin maakärjillä varustettujen paalujen hinta. Teräsbetonipaaluilla kalliokärkien kustannusvaikutus on hieman suurempi kuin teräsputkipaaluilla.

4.4 Muut perustusrakenteet

4.4.1 Alapohja

Tässä työssä käsitellään vain betonirakenteisia alapohjia ja alapohjan yläpinnaksi on tässä määritelty maanvaraisen teräsbetonilaatan tai kantavan ontelolaatan yläpinta. Laatan yläpuoliset rakenteet luokitellaan pintarakenteiksi ja ne on rajattu tämän työn ulkopuolelle. Rakennuksen alapohja rakennetaan joko maanvaraisena tai kantavana. Kantavan alapohjan kuormat siirretään rakennuksen perustuksille. Alapohjatyypin valitaan pääasiassa pohjamaan laadun perusteella. Kantavaa alapohjaa tulee käyttää, mikäli maanvaraisen alapohjan painumat muodostuisivat liian suuriksi. Asuinrakennusten kantava alapohja tehdään useimmiten ryömintätilaisena. Alapohjien suunnittelussa huomioitavia erityispiirteitä ovat:

- rakennuspohjan kuivatus ja alapohjan kosteustekninen toiminta
- radonin torjunta

- routasuojaus

Maanvarainen alapohja

Alapohja voidaan yleensä perustaa maanvaraisesti rakennuspohjan ollessa moreenia, karkearakeista maata tai kalliota. Alapohja saa painua enintään 5 mm enemmän kuin rakennus. Maanvarainen alapohjarakenne muodostuu paikalla valettavasta teräsbetonilaatasta ja sen alapuolisesta routaeristeestä. Rakennuspohjan kuivatus tulee hoitaa siten, että vesi ja kosteus eivät pääse kapillaarisesti nousemaan alapohjarakenteeseen. Kapillaarikatkokerroksen paksuus tulee maanvaraisen alapohjan alla olla vähintään 300 mm. (RakMK B3, 2004; Rakennustieto Oy, 2010) Alapohjan routaeristeen ensisijainen tarkoitus on pienentää rakennuksesta maahan siirtyvää lämpöenergiaa, mutta se on oleellinen myös alapohjarakenteen kosteusteknisen toiminnan kannalta. Maapohjan vesihöyryn ylöspäin suuntautuva diffuusiovirta on sitä suurempi, mitä korkeampi alapohjarakenteen lämpötila on. (Leivo & Rantala, 2002) Radonin torjunnan kannalta maanvaraisissa alapohjissa tulee kiinnittää erityishuomiota perusmuurin ja alapohjan liitoskohdan tiivistämiseen sekä lävistävien rakennusosien liittymien tiivistämiseen. (Rakennustieto Oy, 2012)

Ryömintätilainen alapohja

Mikäli maanvaraisen alapohjan painumat kasvavat liian suuriksi, tulee alapohja tehdä kantavana. Ryömintätilaisella alapohjalla tarkoitetaan rakennetta, jossa rakennuksen alimman lattian ja maanpinnan välillä on tuuletettu tila. Tuuletus voidaan suunnitella tapahtuvan joko painovoimaisesti tuuletusrakojen avulla tai koneellisesti. Normaalitypauksissa käytetään painovoimaista tuuletusta. Kantavan alapohjan etuna on mahdollisuus rakentaa heikoille maapohjille. Lisäksi ryömintätilan tuuletus ehkäisee maaperän radonin siirtymistä rakennukseen. Ryömintätilan maanpintaan tulee tehdä vähintään 300 mm paksu veden kapillaarisen nousun katkaiseva kerros ehkäisemään maaperän kosteuden siirtymistä ryömintätilaan, sillä ryömintätilan kosteus voi nousta vesihöyrynä alapohjarakenteisiin aiheuttaen kosteus- ja homevaurioita. (Lahdensivu et al., 2013; Rakennustieto Oy, 2010)

4.4.2 Perusmuurit ja maanpaineseinät

Tässä perusmuureilla tarkoitetaan anturoiden ja rakennuksen kantavien ulko- tai väliseinien väliin jäävää kantavaa rakennetta. Ulkoseinälinjan perusmuurit ovat yleensä betonisandwich-rakenteita, joissa routaeriste on betonirakenteen sisällä ja kantavien väliseinien perusmuurit betonisia muurirakenteita, joiden ulkopinnoissa on usein routaeristeet. Perusmuurit siirtävät siis rakennukselta välittävät kuormat anturoille.

Maanpaineseinillä tarkoitetaan kellarin ulkoseiniä, joiden tulee rakennuksen kuormien lisäksi kestää maanpaineesta aiheutuvat vaakasuuntaiset rasitukset. Maanpaineseinät

ovat joko betonisandwich-rakenteita tai betonisia muurirakenteita, joiden ulkopinnalla on routaeriste ja yläosassa routaeristeen peittävä sokkelipalkki.

5 TONTIN ESIRAKENTAMIS- JA POHJANVAHVISTUSMENETELMÄT JA KAIVANTOJEN TUEN- NAT

Esirakentamisella tarkoitetaan ennen varsinaista rakentamista tehtäviä pohjarakennustoimenpiteitä, joilla parannetaan pohjamaan rakennettavuutta. Jopa täysin rakennuskelvoton maapohja voidaan esirakentamisen avulla kaavoittaa asuinrakennuksille soveltuvaksi. Joskus esirakentamisen avulla voidaan vaikuttaa rakennusten perustamistapoihin niin, että muuten paaluille perustettava rakennus voidaan esirakentamisen jälkeen perustaa maanvaraisesti. (Tuohimaa & Linkola, 2001) Taulukossa 5.1 on esitetty tonttien esirakentamiseen ja pohjanvahvistamiseen yleisimmin käytettävät menetelmät ja niiden soveltuvuus rakennuspohjalle ja piha-alueelle. Tässä työssä myös paalulaattarakenne käsitellään pohjavahvistusmenetelmien yhteydessä.

Taulukko 5.1 Esirakentamis- ja pohjanvahvistusmenetelmien soveltuvuus tontilla

Tontin esirakentamis- menetelmät:	Rakennuspohja	Piha-alueet
Esikuormitus	x	x
Pystyjoitus	(x)	x
Massanvaihto	x	x
Kevennysrakenne	(x)	x
Pudotustiivistys	x	x
Syvästabilointi	(x)*	x
Paalulaatta	(x)**	x**

* Saattaa olla mahdollinen keveillä rakennuksilla

** Huom. perustamistapa, ei pohjanvahvistusmenetelmä

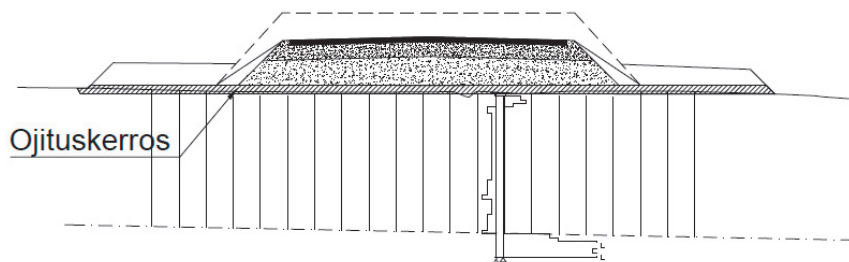
Rakennuspohjille parhaiten soveltuvia menetelmiä ovat esikuormitus, massanvaihto ja pudotustiivistys. Piha-alueille soveltuvia esirakentamis- ja pohjanvahvistusmenetelmiä ovat edellä mainittujen lisäksi pilari- ja massastabilointi, pystyjoitus sekä paalulaatta. Esirakentaminen tulee suunnitella hyvissä ajoin ja sen vaikutukset rakentamisaikatauluun on huomioitava, sillä osa esirakentamismenetelmistä voi viedä 1-3 vuotta. Esirakentamisella pystytään kuitenkin vähentämään rakentamisen aikaisia kustannuksia, minkä vuoksi se on yleensä kannattavaa. (Nauska & Havukainen, 1998; Tuohimaa & Linkola, 2001)

5.1 Esikuormitus ja pystyöjitus

Esikuormitus on koheesio- ja kitkamaille sekä erilaisille täytöille soveltuva syvätiivistysmenetelmä, jossa rakennuspohjaa kuormitetaan ennen varsinaisten rakennustöiden aloittamista. Esikuormitusta voidaan käyttää sekä rakennuspohjan että piha-alueen maapohjan vahvistamiseen. Esikuormituksen avulla pienennetään rakennuksen tai rakenteen käytönaikaisia painumia.

Esikuormituspengker voidaan rakentaa suunnitellun täytön tasoon tai suunniteltua tasoa korkeammaksi, jolloin esikuormituspengertä kutsutaan ylipenkereeksi. Normaalisti ylipenkereen korkeus on 1-2 m. Esikuormitusajan jälkeen ylipenger poistetaan suunniteltuun tasoon asti. Rakennuksen kohdalle tehtävän esikuormituspenkereen painon tulee vastata vähintään tulevan rakennuksen painoa, jotta esikuormituksen jälkeen pohjamaalle ei kohdistu enää painumia aiheuttavaa lisäkuormaa.

Esikuormitusaika tulee huomioida rakentamisaikataulussa. Pohjamaasta riippuen esikuormitusaika on normaalisti 3-12 kuukautta, mutta joskus vaadittava esikuormitusaika voi olla jopa kolme vuotta. Esikuormitusaika riippuu painuvan maakerroksen paksuudesta ja maalajin rakeisuudesta; mitä hienorakeisempaa maa-aines on, sitä hitaammin huokosvesi pääsee purkautumaan ja sitä hitaammin painuminen tapahtuu. Ilman pystyöjitystä esikuormitettavan savikerroksen enimmäispaksuus on yleensä noin 6 m, sillä tätä paksumpien savikkojen esikuormitusaika muodostuisi liian pitkäksi. (Nauska & Havukainen, 1998)



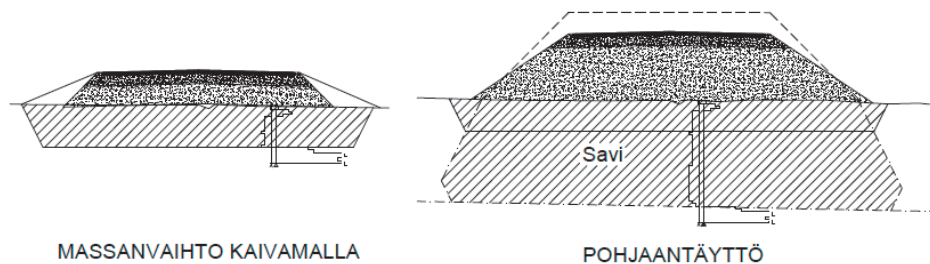
Kuva 5.1 Ylipenkereen ja pystyöjituksen periaatteet (Liikennevirasto, 2014)

Pystyöjillä tarkoitetaan pystysuoria salaojia, joiden kautta huokosvesi purkautuu maanpinnalle. Ylipenkereen ja pystyöjien periaate on esitetty kuvassa 5.1. Huonosti vettä läpäiseviä maakerroksia kuormitettaessa maahan muodostuu huokosveden ylipainetta, jonka purkautuessa konsolidaatiopainuma tapahtuu. Hienorakeisissa maakerroksissa huokosveden purkautuminen on hidasta ja näin ollen myös konsolidoituminen tapahtuu hitaasti. Etenkin paksuilla savikoilla esikuormitusajan lyhentämiseksi käytetään pystyöjitystä. Huokosveden virtausmatkan lyhentyessä huokosvesi purkautuu nopeammin ja maakerroksen konsolidoituminen nopeutuu. Pystyöjat ovat yleensä nauhamaisia liuska-pystyöjia, joiden pinta on suodatinkankaasta ja vettä johtava sydän on valmistettu muovista. (RIL 234-2007)

Pystyöjitus soveltuu etenkin piha- ja liikennealueille, mutta sitä on käytetty myös 1-2-kerroksisten rakennusten maapohjien esirakentamisessa esimerkiksi Helsingin Torpparinmäen asuinalueella. Torpparinmäen esikuormituskohte oli osa Helsingin kaupungin esirakentamisen kehityshanketta 1980-luvulla. Alueella painuvan kerroksen paksuus oli noin 6-12 m ja ylpenkerein laskennallinen kokonaispainuma saavutettiin pystyöjituksen avulla noin 3 vuoden esikuormitusajalla. Perustusten painumaseuranta jatkettiin myös rakentamisen jälkeen, jotta voitiin varmistua siitä, ettei pohjamaassa tapahdu haitallisia jälkipainumia. (Havukainen, 1985)

5.2 Massanvaihto

Massanvaihdossa heikosti kantavia maakerroksia korvataan karkearakeisilla ja kantavilla maamateriaaleilla. Massanvaihto toteutetaan joko kaivamalla tai pengertämällä. Massanvaihtomenetelmien periaatteet on esitetty kuvassa 5.2. Massanvaihto soveltuu rakennuspohjan esirakentamismenetelmäksi kantavan maapohjan ollessa suhteellisen lähellä perustamistasoa (enintään noin 3 m). Rakennuspohjan massanvaihto tehdään aina kaivamalla. Piha-alueilla yli 4 m syvät massanvaihdot ovat harvinaisia. (Tielaitos, 1993)



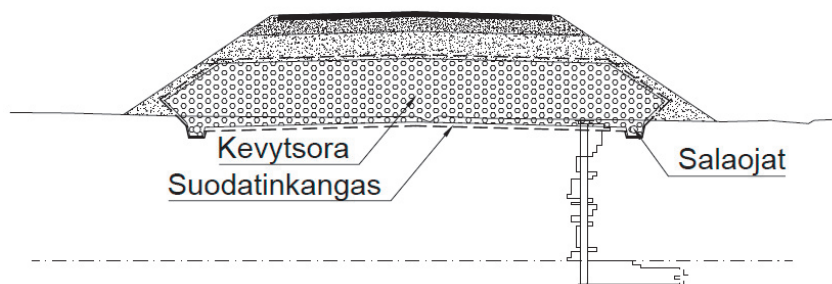
Kuva 5.2 Massanvaihtomenetelmien periaatteet (Liikennevirasto, 2014)

Yleisimmin massanvaihdon täyttömateriaalina käytetään louhetta, mutta myös kitka- ja maalajien kuten soran, hiekan tai moreenin käyttö on mahdollista. Paalutettavilla massanvaihtoalueilla suositeltavia täyttömateriaaleja ovat paalutyypistä riippuen hiekka, murske tai pienikivinen sora. Kaivamalla tehtävässä massanvaihdossa pehmeät maakerrokset poistetaan joko määräsivyyteen tai pehmeän kerroksen alapintaan. Määräsivyyteen ulottuvassa eli osittaisessa massanvaihdossa tulee huomioida painumat, jotka tapahtuvat massanvaihdon alle jäävässä pehmeässä maakerroksessa. Kaivamalla tehtävässä massanvaihto soveltuu yleensä korkeintaan 5 m paksuille pehmeiköille. Pehmeikön ollessa niin paksu, että massanvaihto ei onnistu kaivamalla voidaan käyttää pengerrysmenetelmää, jonka avulla pystytään tekemään jopa yli 10 m syviä massanvaihtoja. Pengertämällä tehtävässä massanvaihdossa heikot maakerrokset syrjäytetään massanvaihtopenkereen sivuille ja eteen. Menetelmän onnistumisen edellytyksenä on, että penkereen aiheuttama kuorma on suurempi kuin maapohjan murtotilakuorma. (Tielaitos, 1993)

Massanvaihtoa suunnitellessa tulee huomioida massanvaihtokaivannon vakavuus ja tilantarve sekä kaivettavien huonolaatuisten maamassojen käsittelystä aiheutuvat haitat. Massanvaihdossa syntyy paljon huonolaatuista kaivumaita, joiden kuljetus- ja käsittelykustannukset vaikuttavat merkittävästi menetelmän taloudellisuuteen. Mitä loivemmaksi massanvaihtokaivannon luiskat kaivetaan, sitä enemmän huonolaatuista kaivumaita kertyy ja sitä suuremmaksi kaivannon tilantarve muodostuu. Mikäli kaivanto joudutaan tekemään tuettuna, tulee huomioida tuennoista aiheutuvat kustannukset. (Tuohimaa & Linkola, 2001)

5.3 Kevennysrakenne

Kevennysrakenne voidaan tehdä joko massanvaihtona tai pengerkevennyksenä. Kuvassa 5.3 on esitetty pengerkevennyksen periaate. Kevennysrakenteessa maa- tai täyttökerroksia korvataan niitä kevyemmällä materiaaleilla. Kevennysrakenteen paksuus määritetään laskennallisesti siten, että maapohjalle muodostuvasta jännityslisäyksestä aiheutuvat painumat pysyvät rakenteen sallimissa rajoissa. Kevennysrakenne soveltuu piha-alueiden ja keveiden rakennusten käytönaikaisten painumien pienentämiseen pohjamaan ollessa savea tai silttiä. Piha-alueilla kevennystä käytetään myös siirtymärakenteissa painumaerojen tasaamiseen. (Tuohimaa & Linkola, 2001)



Kuva 5.3 Kevennetyn penkereen periaate (Liikennevirasto, 2014)

Rakennuspohjan kevennysmateriaaleina käytetään kevytsoraa ja EPS-harkkoja, jotka toimivat samalla perustusten routaeristeenä. Kevennysrakenteen yhteydessä rakennuksen perustamistapa on aina laattaperustus. Piha-alueilla yleisin kevennysmateriaali on kevytsora. Muita piha-alueiden kevennysmateriaaleja ovat EPS-harkot, vaahtolasimurske sekä autonrenkaista valmistettava rengasrouhe. Rengasrouhetta lukuun ottamatta kevennysmateriaalit toimivat myös pihan routaeristeenä. (Tuohimaa & Linkola, 2001)

Geokaava-ohjelmassa kevennysrakenne on rajattu pois rakennuspohjan esirakentamismenetelmistä.

5.4 Pudotustiivistys

Pudotustiivistys on paksujen löyhien kitkamaakerrosten syvätiivistämiseen soveltuva esirakentamismenetelmä. Menetelmää on viime vuosina käytetty myös mereen tehtyjen

kitkamaa- ja louhetäyttöjen tiivistämisessä. Pudotustiivistystä on tehty muun muassa asuntoalueiksi muutetuilla Helsingin Jätkäsaaren ja Kalasataman entisillä satama-alueilla. Pudotustiivistys soveltuu sekä rakennuspohjan vahvistamiseen että pihajätkä-alueiden alueelliseen esirakentamiseen. (Havukainen, 2012)

Pudotustiivistyksessä lieriömäistä järkälettä pudotetaan ennalta suunniteltuihin pisteisiin. Järkäle on yleensä ripustettu vaijerilla pudotuslaitteeseen. Pudotusjärkäleen halkaisija on tyypillisesti 1,5–2,5 m, paino 10–25 t ja pudotuskorkeus 10–20 m. Ennen tiivistystyötä pohjamaan pintaan tehdään yleensä pudotusalustana toimiva 0,3–1,0 m paksu murskekerros. Pudotustiivistyksen syvyysvaikutusta voidaan arvioida kokemusperäisellä kaavalla. Syvyysvaikutus riippuu tiivistettävän kerroksen rakeisuudesta, pudotusjärkäleen painosta ja pudotuskorkeudesta. Esimerkiksi 20 t pudotusjärkäleellä louhetäytön tiivistyksen syvyysvaikutus on noin 11 m pudotuskorkeuden ollessa 10 m ja noin 16 m pudotuskorkeuden ollessa 20 m. (Havukainen, 2012) Kuvassa 5.4 tehdään pudotustiivistystä Kerava-Lahti oikoradan työmaalla (Kansonen, 2005).



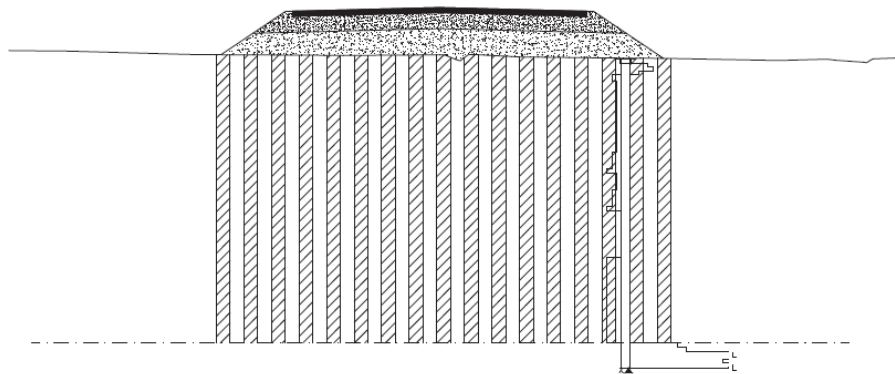
Kuva 5.4 Pudotustiivistystä Kerava-Lahti oikoradan työmaalla (Kansonen, 2005)

Tiivistettävän materiaalin vedenläpäisevyys tulee olla riittävän suuri, jotta pudotuspulssin aiheuttama huokosveden ylipaine pääsee purkautumaan maaperästä ennen seuraavaa pudotusta. Tämän vuoksi pudotustiivistys soveltuu erityisesti karkearakeisten materiaalien tiivistämiseen. Menetelmän käytön soveltuvuutta rajoittavat muun muassa työstä aiheutuva värinä ja melu. Matalataajuinen värinä voi vaurioittaa lähiympäristön rakenteita, minkä vuoksi vaurioherkkien rakenteiden sallitut värinärajat tulee huomioida pudotustiivistystä suunniteltaessa. Lähiympäristön vaurioherkkiin rakenteisiin tulee tiivistystyön ajaksi asentaa värinämittauslaitteet ja tarvittaessa maahan voidaan asentaa seinämäisiä värinänvaimennusrakenteita. (Havukainen, 2012)

5.5 Syvästabilointi

Syvästabilointi on heikosti kantavan maapohjan vahvistamismenetelmä, jossa maan kantavuusominaisuuksia parannetaan sekoittamalla siihen sideainetta. Maan stabilointi

parantaa luiskien vakavuutta ja pienentää penkereiden painumia. Stabilointi pehmeän kerroksen alapintaan poistaa usein käytönaikaiset painumat kokonaan. Syvästabilointimenetelmiä ovat pilaristabilointi ja massasyvästabilointi, joista yleisempi on pilaristabilointi. (Liikennevirasto, 2014) Stabilointia käytetään pääasiassa teiden, piha-alueiden ja putkijohtolinjojen pohjanvahvistusmenetelmänä. Syvästabilointi saattaa soveltua myös keveiden rakennusten ja rakennusten alapohjien perustamiseen, jolloin suunnittelu, stabilointi ja laadunvalvonta on tehtävä erityisellä huolellisuudella ja harkinnalla (Forsman, 2014). Kuvassa 5.5 on esitetty tiepenkereen alle tehdyn pilaristabiloinnin periaate.



Kuva 5.5 Penkereen alle tehdyn pilaristabiloinnin periaate (Liikennevirasto, 2014)

Pilaristabilointi soveltuu pääasiassa pehmeiden savikerrosten stabilointiin. Yleisin sideaine on kalkin ja sementin seos. 2000-luvulla ovat yleistyneet kipsin, sammutetun kalkin ja sementin seokset, jotka ovat mahdollistaneet myös liejuisten savikerrosten pilaristabiloinnin. Pilaristabiloinnissa sekoitinkärki upotetaan ensin pilarin alapään suunniteltuun tasoon ja samalla kun sekoitinkärkeä nostetaan ylöspäin, sideainetta syötetään ja sekoitetaan maahan. Pilareiden halkaisija on 500–800 mm ja niiden maksimipituus on noin 18–20 m. Pilareiden lähennellessä maksimipituutta nousevat kuitenkin menetelmän kustannukset usein samaan suuruusluokkaan paalulaattarakenteen kanssa. Pilarit ulotetaan normaalisti pehmeän kerroksen alapintaan, mutta painumia tasaavissa siirtymärakenteissa käytetään myös määrämittäisiä pilareita. (Liikennevirasto, 2010) Kuvassa 5.6 tehdään pilaristabilointia Kerava-Lahti oikoradan työmaalla.

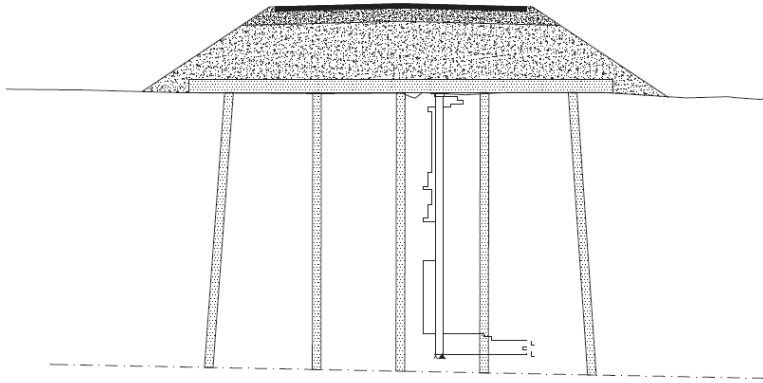


Kuva 5.6 Pilaristabilointia Kerava-Lahti oikoradan työmaalla (Kansonen, 2005)

Massasyvästabilointi tulee yleensä kyseeseen pohjamaan ollessa stabiloitavuudeltaan liian huonoa pilaristabilointiin. Massasyvästabilointia voidaan tehdä myös turpeille. Tavanomaiset kalkin ja sementin seokset eivät ole ominaisuuksiltaan yleensä riittäviä tällaisten maalajien stabilointiin, joten sideaineissa joudutaan käyttämään muitakin stabiloivia aineita. Massasyvästabiloinnissa muodostetaan yhtenäinen stabiiloitu vyöhyke liikuttamalla sekoitinkärkeä sekä pysty- että vaakasuunnassa. Stabilointi voidaan tehdä joko määräsyyvyteen tai pehmeän kerroksen alapintaan stabiloinnin maksimisyvyyden ollessa kuitenkin noin 7 m. (Liikennevirasto, 2010; Liikennevirasto, 2014)

5.6 Paalulaattarakenne

Paalulaattarakenne soveltuu teiden, katujen, putkijohtolinjojen ja piha-alueiden perustamistavaksi pehmeillä ja kokoonpuristuvilla pohjamailla. Paalulaattaa on mahdollista käyttää myös rakennuksen perustamistapana; esimerkiksi teollisuus- tai varastohallien alapohjat voidaan joutua perustamaan paalulaatan varaan, mikäli niille kohdistuvat kuormat ovat merkittävän suuria ja pohjamaa kantavuudeltaan heikkoa. Paalulaattarakenne soveltuu etenkin kohteisiin, joissa rakenteelle ei voida sallia lainkaan käytönaikeisia painumia. Paalulaattarakenne on kustannuksiltaan kallis menetelmä, ja se on yleensä taloudellinen ratkaisu vain syvillä pehmeiköillä, joilla massanvaihto ja syvästabilointi eivät ole mahdollisia. (Liikennevirasto, 2014) Kuvassa 5.7 on esitetty tiepenkekeen alle tehdyn paalulaattarakenteen periaate.



Kuva 5.7 Paalulaattarakenteen periaate (Liikennevirasto, 2014)

Paalulaattarakenne muodostuu teräsbetonilaatasta ja paaluista. Yleisimmin paaluina käytetään teräsbetonisia tukipaaluja, joiden tavallisin paalukoko on $300 \times 300 \text{ mm}^2$. Teräspalkkipaaluja käytetään muun muassa kohteissa, joissa pohjamaan häiriintymisriski on tarvetta minimoida. Laatan avulla kuormat siirretään paaluille ja paalujen välityksellä kuormat siirtyvät kantavalle maapohjalle tai kalliolle. (Liikennevirasto, 2014; Tiehallinto, 2008)

Menetelmän työnaikaiset ympäristövaikutukset riippuvat pääasiassa käytettävästä paalu-tyypistä. Paalutuksen ympäristövaikutuksia on käsitelty tarkemmin luvussa 4.3.6.

5.7 Kaivantojen tuennat

Kaivanto joudutaan tekemään tuettuna, mikäli jokin seuraavista toteutuu:

- luiskatun kaivannon tilantarve on liian suuri käytettävissä olevaan tilaan nähden
- varmuus luiskan sortumista vastaan on liian pieni
- kaivanto jouduttaisiin luiskaamaan niin loivaksi, että sen tekeminen olisi epätaloudellista suurten kaivu- ja täyttömassojen vuoksi

Tuetut kaivannot voidaan tuentatavoiltaan luokitella kolmeen ryhmään riippuen siitä, tapahtuuko tuenta kaivannon sisäpuolelta, ulkopuolelta vai alapäästä. Alapäästä tuettua tukiseinää kutsutaan myös vapaasti seisovaksi tukiseinäksi. Sisäpuolinen tuenta soveltuu pääasiassa pienialaisiin kapeisiin kaivantoihin kuten putkijohtokaivantoihin ja ulkopuolinen tuenta laaja-alaisiin kaivantoihin kuten rakennuskaivantoihin. (RIL 181-1989)

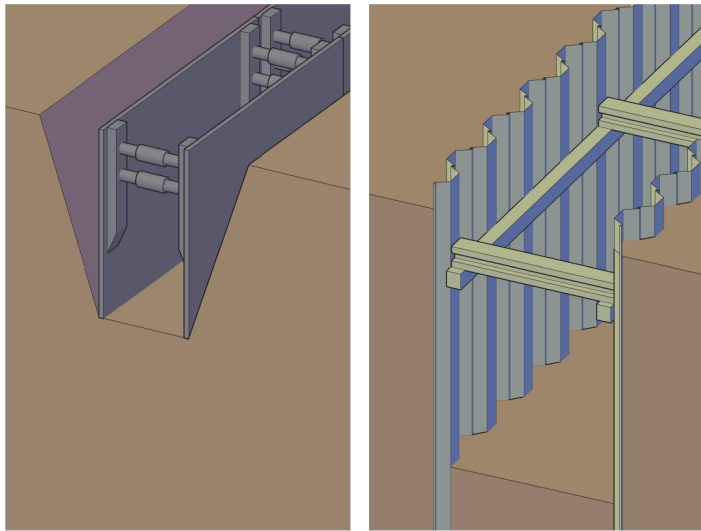
5.7.1 Putkijohtokaivantojen tuentatavat

Putkijohtokaivantojen tukemistapoja ovat:

- kevyet lankkutuennat
- syvästabilointi
- teräsponttiseinät ja sisäpuoliset vaakatuett
- tukiseinäelementit

Kevyitä lankkutuentoja käytetään matalissa putkijohtokaivannoissa työturvallisuuden varmistamiseksi. Lankkutuennoissa tukiseinät tehdään lankuista ja tukiseinien väliin voidaan asentaa puiset tai teräksiset vaakatuets. Syvästabilointia käytetään kaivannon tuentapana yleensä silloin, kun putkijohdot perustetaan syvästabiloinnin varaan. Stabi-loitavaa aluetta levennetään niin, että se ulottuu myös kaivannon luiskien kohdille. Sy-västäbiloinnin jälkeen kaivanto pystytään luiskaamaan huomattavasti jyrkemmäksi ver-rattuna luonnontilaiseen maan luiskakaltevuuteen. (Rantanen et al., 2013)

Putkijohtokaivantojen sisäpuolinen tuenta tehdään tukiseinäelementin tai teräsponttisei-nien ja vaakatuets avulla (kuva 5.8). Tukiseinäelementit soveltuvat enintään 2-3 m syvien putkijohtokaivantojen tukemiseen. Elementit ovat kaivannon pohjalle asennetta-via kehämäisiä rakenteita, jotka estävät luiskun sortuessa maan vyörymisen kaivantoon. Tukiseinäelementit eivät tue kaivannon luiskia, joten kaivannon ympäristössä voi tapah-tua maan siirtymiä. Elementti ei myöskään estä kaivannon pohjan nousua. (RIL 181-1989; Rantanen et al., 2013) Kuvassa 5.8 on esitetty putkijohtokaivannon sisäpuolisten tuentatapojen periaatteet. Vasemmalla on tukiseinäelementti ja oikealla teräsponttiseinät ja niihin tukeutuvat vaakatuets.



Kuva 5.8 Putkijohtokaivannon sisäpuolisten tuentatapojen periaatteet: vasemmalla tukiseinäelementti ja oikealla teräsponttiseinät vaakatuets

Teräsponttiseinien avulla tehtävässä sisäpuolisessa tuennassa vaakatuets tukeutuvat vas-takkaisiin tukiseiniin kuvan 5.8 mukaisesti. Tukitasojen riittävä määrä riippuu muun muassa pohjasuhteista, kaivannon syvyydestä sekä tukiseinän taustan mahdollisesta pintakuormasta. (RIL 181-1989)

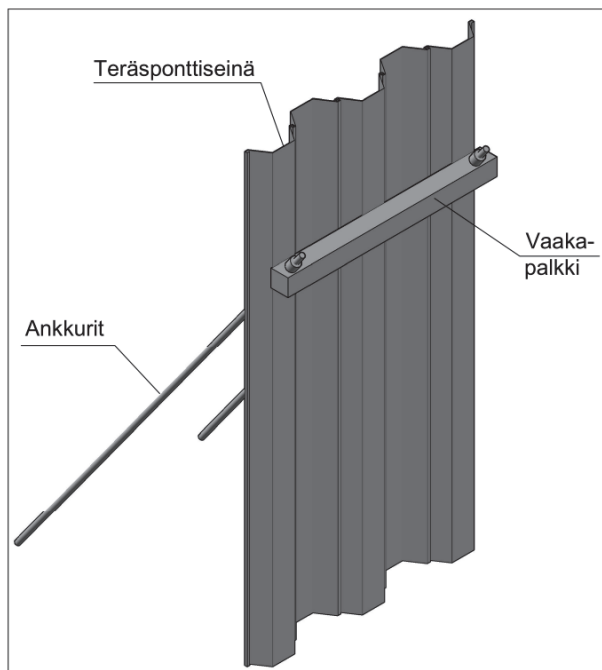
Geokaava-ohjelmassa putkijohtokaivannon tuentatyypiksi on mahdollista valita joko tukiseinäelementti tai teräsponttiseinät ja sisäpuoliset vaakatuets.

5.7.2 Rakennuskaivantojen tuentatavat

Rakennuskaivantojen tukemistapoja ovat:

- tukiseinät ja kaivannon pohjaan tuetut vinotuet
- tukiseinät ja maa- tai kallioankkurit
- vapaasti seisovat tukiseinät

Mikäli laaja-alainen rakennuskaivanto tuetaan kaivannon sisäpuolelta, käytetään kaivannon pohjaan tukeutuvia vinotukia. Kaivannon pohjalta tuettaessa tulee vinotuen tukeutua valmiiseen anturaperustukseen, ja anturan mitoituksessa on huomioitava vinotuelta sille välittyvät kuormat. Yleisimmin rakennuskaivannot tuetaan kuitenkin kaivannon ulkopuolelta ankkuroimalla. Ankkurit ovat yleensä vinoankkureita, joiden päät injektoidaan maahan tai kallioon. Vinoankkureina käytetään esijännitysteräksiä, vetotankoja tai vajereita. Matalammissa yhdeltä tasolta tuettavissa kaivannoissa voidaan käyttää vaakasuoria vetotankoja, jotka ankkuroidaan vastaponttiin tai ankkurilaattaan riittävän etäälle tukiseinästä. (RIL 181-1989) Teräsponttiseinän ulkopuolisen tuennan periaate on esitetty kuvassa 5.9.



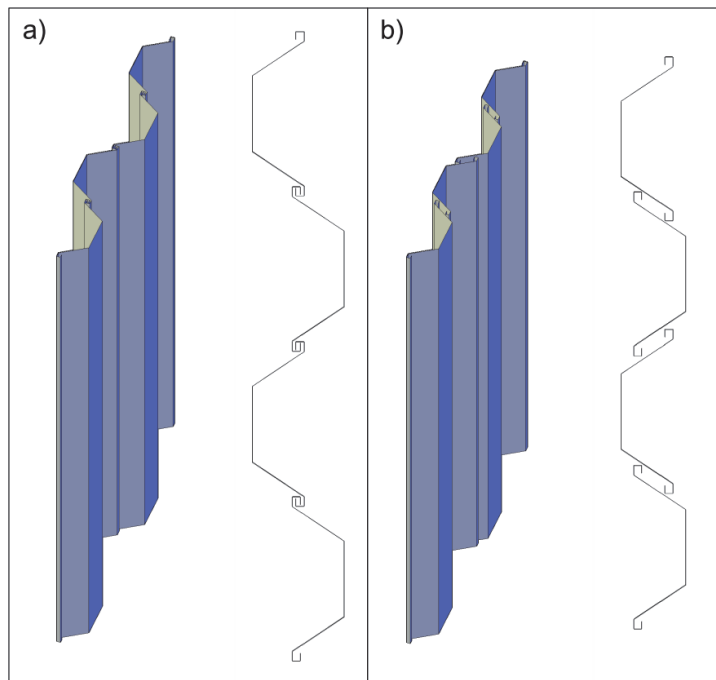
Kuva 5.9 Teräsponttiseinän ulkopuolisen tuennan periaate

Geokaava-ohjelmassa putkijohtokaivantojen tuentatavaksi oletetaan sisäpuoliset vaakatu-
et, ja rakennuskaivannon tuentatavana käytetään ulkopuolista vinoankkurituentaa.

5.7.3 Tukiseinätyypit

Tukiseinätyyppi valitaan käyttötarkoituksen, vesitiiviysvaatimuksen, pohjasuhteiden ja ympäristön vaatimusten perusteella. Geokaava-ohjelmassa sekä rakennus- että putkijohtokaivannon tukiseinätyypiksi oletetaan teräsponttiseinä. Teräsponttiseinää käytetään

rakennus- ja putkijohtokaivantojen sekä työnaikaiseen että pysyvään tukemiseen. Teräsponttiseinä soveltuu lähes kaikenlaisille maapohjille, mutta tiiviitä ja kivisiä tai loh-kareisia maakerroksia sillä ei yleensä pystytä läpäisemään. Erityyppisiä ponttiprofiileja ovat kevyet ja raskaat U- ja Z-profiilit sekä putkiprofiilit. Teräsponttiseinät voidaan tehdä joko limitettynä tai ponttiin lyötynä, mutta vain ponttiin lyötyä ponttiseinää voidaan pitää lähes vesitiiviinä. (RIL 181-1989) Kuvassa 5.10 on esitetty U-profilisen teräsponttiseinän tyyppikuvat ponttiin lyötynä (a) ja limitettynä (b).



Kuva 5.10 U-profilisen teräsponttiseinän tyyppikuva: a) ponttiin lyötynä b) limitettynä

Muita yleisesti käytettyjä tukiseinätyyppejä ovat muun muassa settiseinät, patoseinät ja porapaaluseinät. Teräksisistä pystypalkeista ja niiden väliin asennettavista vaakalankuis-ta muodostuva settiseinä soveltuu tukiseinätyypiksi pohjamaan ollessa karkearakeista materiaalia tai moreenia. Settiseinät ovat vettäläpäiseviä ja ne aiheuttavat ympäristös-sään suurehkon painuman, minkä vuoksi ne eivät sovellu vaativien kaivantojen tukemi-seen. (RIL 181-1989; Rantanen et al., 2013)

Patoseinää käytetään vaativissa syvissä kaivannoissa, joiden seinämien tulee olla vesi-tiiviitä. Patoseinät muodostuvat vierekkäisistä kaivinpaaluista, joiden keskiöetäisyydet ovat 0,7-0,85-kertaisia paalun halkaisijaan nähden. Mikäli patoseinä tehdään siten, että paalut vain sivuavat toisiaan, seinä ei ole vesitiivis rakenne. Patoseinää käytetään usein kohteissa, joissa se toimii myös osana lopullista rakennetta. (RIL 181-1989)

Porapaaluseinä on viime vuosina yleistynyt tukiseinätyyppi, joka koostuu porattavista teräsputkipaaluista ja niihin hitsatuista ponttilukoista. Porapaaluseinä soveltuu etenkin haastaviin pohjasuhteisiin ja kohteisiin, joissa tukiseinältä vaaditaan normaalia suurem-paa taivutusjäykkyyttä ja -kestävyyttä. Paalut voidaan ulottaa kantavaan maakerrokseen

tai vaihtoehtoisesti porata kallioon. Kallioon asentaminen parantaa seinän alapään jäykkyyttä. Porapaaluseinä ei ole täysin vesitiivis ilman erityistoimenpiteitä. Seinän vesitiivyyttä voidaan kuitenkin parantaa muun muassa ponttilukon ja seinän taustan injektoinilla. (Rautaruukki Oyj, 2013) Patoseinät ja porapaaluseinät ovat rakennuskustannuksiltaan kalliita ratkaisuja, minkä vuoksi niitä käytetään harkiten.

6 TUTKIMUS PERUSTUSRAKENTEIDEN MÄÄRISTÄ

Tutkimus asuinrakennusten perustusrakenteiden määristä tehtiin Geokaavalaskentaohjelmaa varten. Tutkimuksen tavoitteena oli löytää riippuvuussuhteet perustusrakenteiden määrien ja Geokaavassa annettavien rakennuksen lähtötietojen välille. Geokaavassa määrälaskennan lähtötietoina ovat rakennuksen ala, piiri, kerrosluku ja perustamistapa sekä maanvaraisperustusten osalta pohjamaan laatu, joka syötetään Geokaavassa sallittuna pohjapaineena. Tutkimuksessa käsitellään vain perustussuunnitelmista määraimitattua tietoa, eikä tutkimuksessa perehdytä perustusten mitoittamiseen. Johtopäätöksissä on esitetty kaavat perustusmäärien likimääräistä arviointia varten. Tulokset on tarkoitettu kaavasuunnittelun apuvälineeksi tontin pohjarakennuskustannusten arvioinnissa, eikä niitä ei tule käyttää perustusten mitoittamiseen.

Tutkimuskohteita oli yhteensä 39 kappaletta. Tutkimuksen kohteena olleet asuinrakennukset olivat pääsääntöisesti 1-8-kerroksisia, mutta mukana oli myös yksi 17-kerroksinen asuinrakennus. Esimerkkikohteet on jaoteltu perustamistavoiltaan kolmeen ryhmään:

- maanvaraiset rakennukset
- kallionvaraiset rakennukset
- paaluperustetut rakennukset

Maanvaraiset rakennukset on perustettu anturoiden ja murskearinnan välityksellä pohjamaan tai kallion varaan; tässä maanvaraisiin rakennuksiin luokitellaan siis myös murskearinnan välityksellä kallion varaan perustetut rakennukset. Kallionvaraisilla rakennuksilla tarkoitetaan tässä tutkimuksessa rakennuksia, joiden anturat on valettu suoraan joko louhitun tai luonnontilaisen kallion varaan. Paaluperustetut rakennukset on perustettu perusmuurianturoiden välityksellä tukipaalujen varaan. Asuinrakennuksista maanvaraisesti perustettuja oli 19 kappaletta, kallionvaraisia 3 kappaletta ja paaluperustettuja 17 kappaletta. Taulukossa 6.1 tutkimuskohteet on jaoteltu rakennuksen kerrosluvun ja perustamistavan mukaan. Tutkimukseen valittujen kohteiden pääasiallinen anturatyyppi on jatkuva perusmuuriantura. Osassa tutkituista rakennuksista oli myös pilarianturoita, mutta näiden määriä käsiteltiin tutkimuksessa kuten perusmuurianturoiden määriä.

Taulukko 6.1 Tutkitut kohteet kerrosluvuittain ja perustamistavoittain

Kerrosluku:	ASUINRAKENNUKSET		
	Maanvaraisesti perustettu:	Suoraan kalliolle perustettu:	Paaluperustettu:
1	2	-	2
2	5	-	3
3	1	-	-
4	3	-	2
5	2	1	3
6	4	1	3
7	2	-	3
8	-	1	-
-			
17	-	-	1
Yhteensä:	19 kpl	3 kpl	17 kpl
	39 kpl		

Tutkimuksen kohteena olleita rakennuksia ei esitellä niiden omilla nimillään, vaan ne on nimetty perustamistavan ja kerrosluvun perusteella siten, että nimen ensimmäinen osa kuvaa perustamistapaa (Mv = maanvarainen, Ka = kallionvarainen, Pp = paaluperustettu) ja perustamistapalyhenteen perässä oleva luku kuvaa kerroslukua (esimerkiksi Mv5 = 5-kerroksinen maanvaraisesti perustettu rakennus). Lisäksi rakennukset on numeroitu juoksevilla numeroinnilla 1-39 (esimerkiksi Mv5_12) siten, että numerot 1-19 ovat maanvaraisia kohteita, 20-22 kallionvaraisia ja 23-39 paaluperustettuja.

Määrälaskennan toteuttaminen

Tutkimuksessa ei ole perehdytty perustusten mitoittamiseen ja sen erityispiirteisiin, vaan tutkimuksessa käsitellään vain perustussuunnitelmista määritettävää tietoa sekä perustussuunnitelmissa ilmoitettuja arvoja.

Perustusrakenteiksi luokitellaan tässä tutkimuksessa paalut, anturat, perusmuurit ja -pilarit, alapohja sekä perustusten routaeristeet. Määrälaskenta suoritettiin pääasiassa dwg-muotoisista (AutoCAD) rakennusten perustussuunnitelmista, mutta osassa kohteista hyödynnettiin myös rakennuksesta tehtyä tietomallia. Perustusrakenteiden määrien lisäksi perustussuunnitelmista laskettiin rakennuksen ala ja piiri, jotka mitattiin perusmuurin ulkoreunasta.

Määrälaskennassa todettiin muun muassa seuraavia haasteita:

- Kerrosluku vaihteli useissa rakennuksissa. Useamman kerrosluvun kohteissa kerrosluku pyrittiin valitsemaan sen perusteella, mitä kerroslukua rakennuksen pinta-alasta on suurin osa. Usean kerrosluvun rakennukset voivat aiheuttaa hajontaa perustusmäärissä.

- Tietomalleista tehdyn määrälaskennan haasteet liittyivät mallien sisältämiin virheisiin. Tietomalleista tulostetuissa määrätaulukoissa oli virheitä etenkin jatkuvien anturoiden pituuksissa. Määrien tarkastaminen ja korjaaminen oli työlästä ja aikaa vievää.
- Vain osassa rakennuksia oli väestönsuoja ja väestönsuojan perustusratkaisut ovat usein erilaiset kuin muun rakennuksen kohdalla. Väestönsuojien kohdalla perusmuurit ovat paksumpia, joten ne vaikuttavat rakennuksen perusmuurien keskimääräisiin paksuuksiin. Väestönsuojien paksumpia perusmuureja ei kuitenkaan ole huomioitu rakennuksen keskimääräisissä perusmuuripaksuuksissa, jotta perusmuurin paksuutta voidaan tarkastella kerrosluvun suhteen. Myös väestönsuojan alapohjarakenne on erilainen kuin muualla rakennuksessa, eikä sitä ole huomioitu rakennusten alapohjapaksuuksissa. Väestönsuojan perusmuurien, kellarinseinien ja alapohjan lisäbetonimäärää arvioitiin yhden kohteen perusteella. Väestönsuojalla voi olla myös vaikutusta anturamääriin, mutta sitä ei ole huomioitu tässä tutkimuksessa.
- Kohteissa oli erilaisia parveketyyppejä (ulokeparvekkeet ja erityyppiset sisäänvedetyt parvekkeet), joiden kannatustavat poikkeavat toisistaan. Joissakin tapauksissa parvekkeet perustetaan erillisille perustuksille ja toisaalta parvekkeet voidaan suunnitella siten, että kuormat siirtyvät seinälinjojen välityksellä rakennuksen perustuksille. Tutkimuksen yksinkertaistamiseksi parvekkeiden perustuksia ei ole huomioitu perustusmäärissä. Parvekkeiden perustuksista aiheutuvaa lisäbetonimäärää arvioitiin 12 kohteen määrien perusteella.

Tulosten analysointimenetelmät

Tuloksia analysoidaan keskiarvojen ja lineaaristen regressioiden avulla. Regressioanalyysin avulla kuvataan jonkin muuttujan riippuvuutta toisista muuttujista. Sen tavoitteena on rakentaa tilastollinen malli selittävien muuttujien ja selittävän muuttujan välille, jotta selitettävien muuttujien arvoa pystytään ennustamaan selittävän muuttujan arvojen perusteella (Mellin, 2006). Lineaarista regressiota on tässä tutkimuksessa käytetty esimerkiksi maanvaraisten anturoiden leveyden analysoinnissa, jolloin selitettäviä muuttujia ovat tutkitut anturaleveydet ja selittävä muuttuja on niitä kuvaava regressiosuora.

Poikkeamatarkastelut

Poikkeamatarkasteluissa Geokaavan laskennan mukaista arvoa (X_{Geok}) verrataan tutkitujen kohteiden todellisiin arvoihin (X_{tod}). Poikkeama esitetään prosentteina ja se lasketaan kaavasta:

$$P = \frac{X_{tod} - X_{Geok}}{X_{tod}} * 100\% \quad (6.1)$$

Poikkeamat jaotellaan poikkeaman suuruuden perusteella seuraavasti:

- $P < 15 \%$, pieni (esitetty taulukoissa ja kaavioissa vihreällä)
- $P = 15\text{--}30 \%$ kohtalainen (esitetty taulukoissa ja kaavioissa keltaisella)
- $P > 30 \%$ suuri (esitetty taulukoissa ja kaavioissa punaisella)

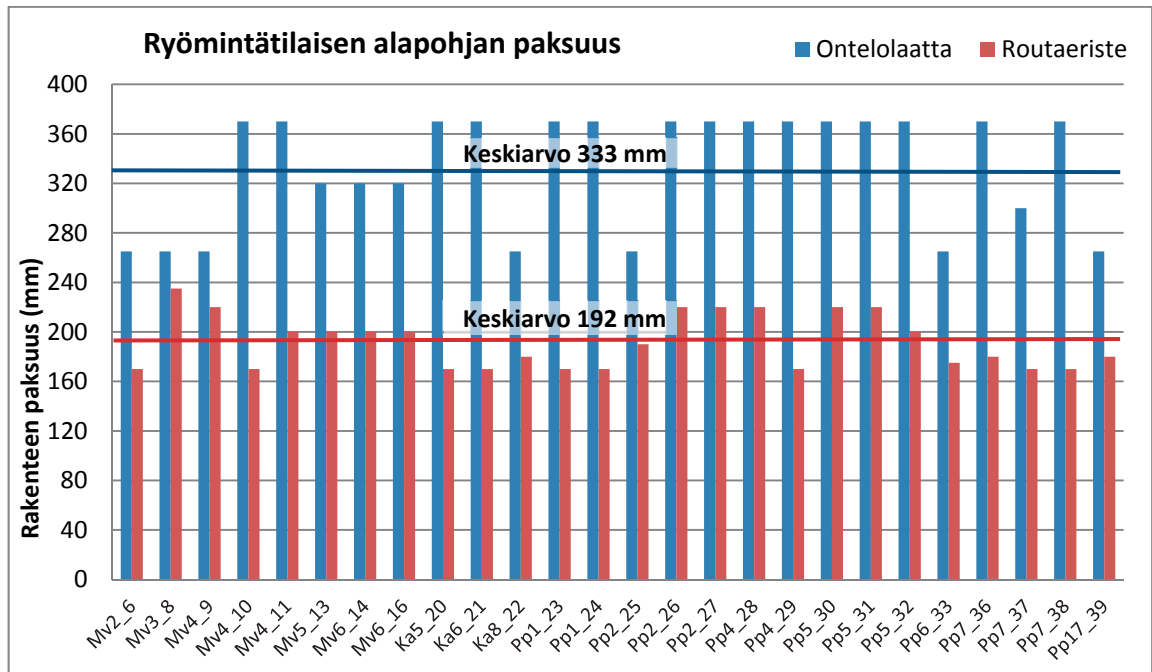
6.1 Asuinrakennusten alapohjat

Alapohjan tyyppi ja alapohjarakenteiden paksuudet selvitettiin alapohjan ja perustusten mittapiirustuksista sekä rakennetyyppikuvista. Tutkittujen kohteiden alapohjat olivat joko maata vasten valettuja maanvaraisia teräsbetonilaattoja tai ryömintätilaisia kantavia ontelolaattoja. Routaeriste oli kaikissa kohteissa betonin alapuolella.

6.1.1 Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan

Kantava ryömintätilainen alapohja

Kantavan alapohjarakenteen paksuutta tutkittiin 26 asuinrakennuksesta. Kaikki alapohjat olivat ryömintätilaisia ontelolaatta alapohjia, joissa oli routaeriste ontelolaatan alapinnassa. Ryömintätilan minimikorkeus oli lähes kaikissa kohteissa 1 200 mm. Ontelolaatan paksuus vaihteli välillä 265–370 mm ja routaeristeen 170–235 mm. Alapohjan ontelolaatta- ja eristepaksuudet on esitetty kuvassa 6.1.

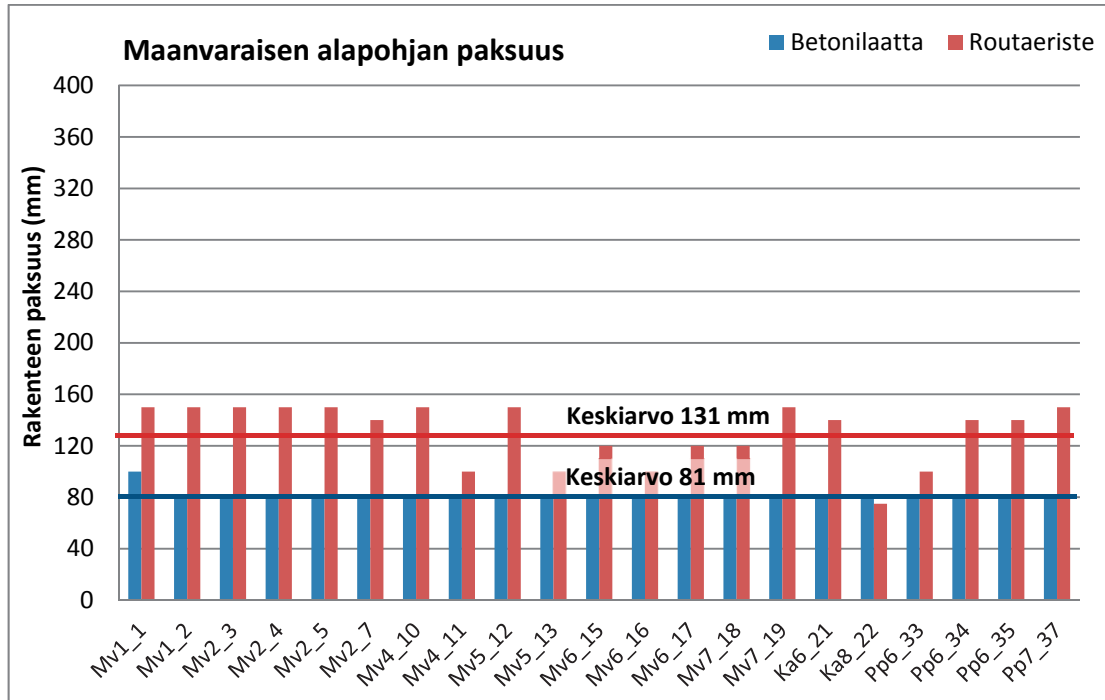


Kuva 6.1 Tutkittujen rakennusten (26 kpl) ryömintätilaisten alapohjien ontelolaatan ja routaeristeen paksuudet

Ontelolaatan keskimääräinen paksuus oli 333 mm ja routaeristeen keskimääräinen paksuus oli 192 mm. Tutkituissa kohteissa esiintyi neljä eri ontelolaattapaksuutta: 265 mm, 300 mm, 320 mm ja 370 mm. Kuvasta 6.1 nähdään, että yleisin paksuus oli 370 mm, joita oli yhteensä 15 kohteessa. Kohteiden, joiden kantavan ontelolaatan paksuus oli 370 mm, osuus on noin 60 % kaikista kohteista. Geokaavassa käytetään kantavan alapohjan ontelolaatan paksuutena 370 mm. Kantavan alapohjan routaeristeen keskimääräinen paksuus oli 192 mm. Geokaavaa varten keskiarvo pyöristetään 10 mm tarkkuudella ylöspäin, eli Geokaavassa kantavan alapohjan routaeristeen paksuutena käytetään 200 mm.

Maanvarainen alapohja

Maanvaraisen alapohjan paksuutta tutkittiin 21 kohteesta. Maanvaraisen alapohjan teräsbetonilaatan paksuus oli yhdessä kohteessa paksuus 100 mm ja muissa 80 mm. Routaeristeen paksuus vaihteli välillä 75–150 mm. Maanvaraisten alapohjarakenteiden paksuudet on esitetty kuvassa 6.2.



Kuva 6.2 Tutkittujen rakennusten (21 kpl) maanvaraisen alapohjalaatan ja routaeristeen paksuudet

Betonilaatan keskimääräinen paksuus oli 81 mm ja routaeristeen keskimääräinen paksuus oli 131 mm. Luukun ottamatta yhtä kohdetta maanvaraisen betonilaatan paksuus oli 80 mm. Voidaan siis olettaa betonilaatan paksuudeksi normaalitapauksissa 80 mm. Eristeen keskimääräinen paksuus oli 131 mm. Geokaavaa varten routaeristeen keskimääräinen paksuus pyöristettiin 50 mm tarkkuudella. Geokaavassa maanvaraisen alapohjarakenteen betonilaatan paksuutena käytetään 80 mm ja routaeristeen paksuutena 150 mm.

6.1.2 Poikkeamatarkastelu

Poikkeamatarkastelussa verrattiin tutkittujen kohteiden todellisia alapohjapaksuuksia ja Geokaavan alapohjapaksuuksia. Poikkeama kuvaa kohteen todellisen alapohjarakenteen paksuuden prosentuaalista eroa Geokaavan alapohjapaksuuteen nähden.

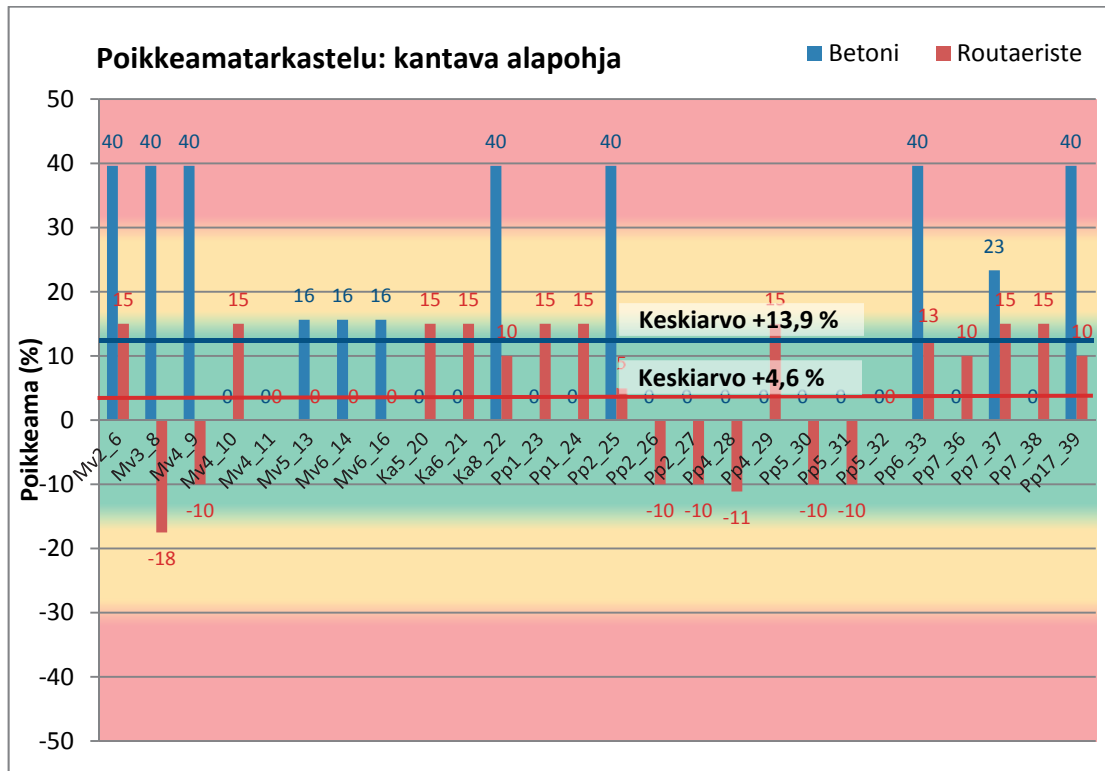
Kantava alapohja

Taulukossa 6.2 on jaoteltu kohteet kantavan alapohjan paksuuden poikkeaman suuruuden perusteella. Betonipaksuuksien osalta 14 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 %, 4 kohteessa 15–30 % ja 7 kohteessa yli 30 %. Kohteiden, joiden betonilaatan paksuuden poikkeama on alle 15 %, osuus on 56 % kaikista tutkituista kohteista.

Taulukko 6.2 Tutkittujen kohteiden kantavien alapohjarakenteiden betoni- ja routaeristepaksuuksien poikkeamien suuruudet Geokaavassa käytettäviin paksuuksiin nähden

Poikkeaman suuruus	Betoni		Routaeriste	
	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista
< 15 %	14	56	16	62
15–30 %	4	16	10	38
> 30 %	7	28	0	0

Kantavan alapohjan routaeristepaksuuksien osalta 16 kohteessa poikkeama on alle 15 % ja 10 kohteessa 15–30 %. Yhdessäkään kohteessa poikkeama ei ole yli 30 %. Kohteiden, joiden routaeristepaksuuden poikkeama on alle 15 %, osuus kaikista kohteista on 62 %.



Kuva 6.3 Tutkittujen rakennusten (25 kpl) kantavien alapohjarakenteiden betoni- ja routaeristepaksuuksien poikkeamat Geokaavassa käytettäviin paksuuksiin nähden

Kuvassa 6.3 on esitetty jokaisen kohteen poikkeama erikseen. Kantavan alapohjan betonipaksuuden keskimääräinen poikkeama on +13,9 % ja routaeristeen +4,6 %.

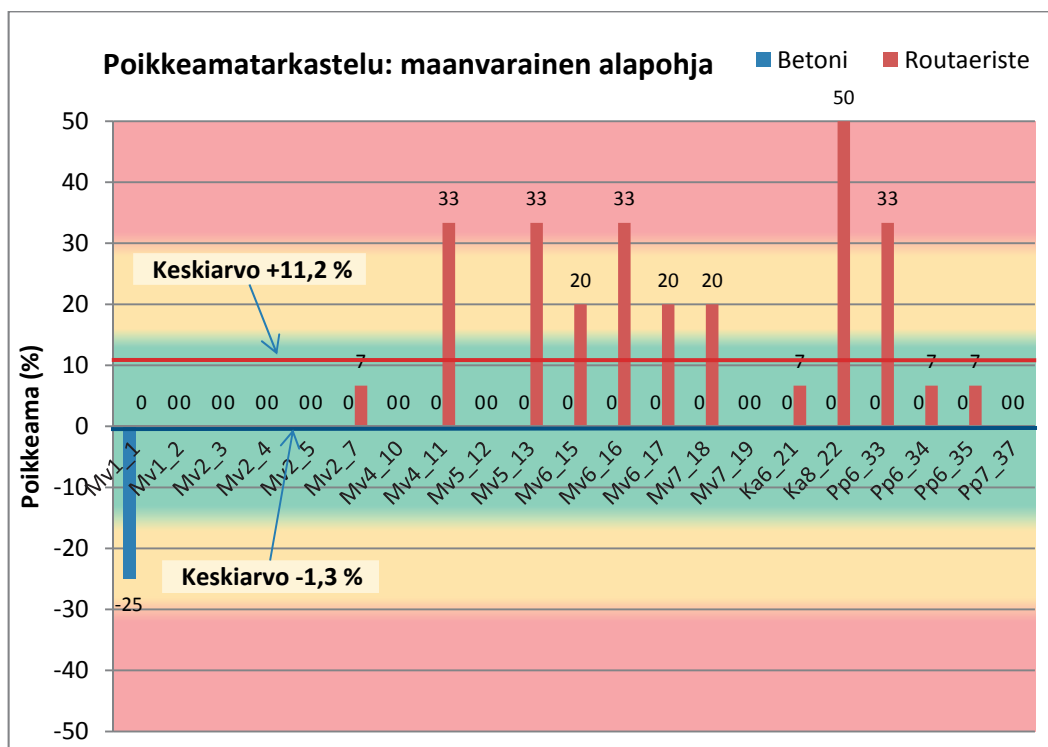
Maanvarainen alapohja

Taulukossa 6.3 on jaoteltu kohteet maanvaraisen alapohjan paksuuden poikkeaman suuruuden perusteella. Betonipaksuuksien osalta 20 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 % ja yhdessä kohteessa 15–30 %. Kohteiden, joiden betonilaatan paksuuden poikkeama on alle 15 %, osuus on 95 % kaikista tutkituista kohteista.

Taulukko 6.3 Tutkittujen kohteiden maanvaraisten alapohjarakenteiden betoni- ja routaeristepaksuuksien poikkeamien suuruudet Geokaavassa käytettäviin paksuuksiin nähden

	Betonipaksuudet		Routaeristepaksuudet	
Poikkeaman suuruus	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista
< 15 %	20	95	13	62
15–30 %	1	5	3	14
> 30 %	0	0	5	24

Maanvaraisen alapohjan routaeristepaksuuksien osalta 13 kohteessa poikkeama on alle 15 %, 3 kohteessa 15–30 % ja 5 kohteessa yli 30 %. Kohteiden, joiden routaeristepaksuuden poikkeama on alle 15 %, osuus kaikista kohteista on 62 %.



Kuva 6.4 Tutkittujen rakennusten (21 kpl) maanvaraisten alapohjarakenteiden betoni- ja routaeristepaksuuksien poikkeamien suuruudet Geokaavassa käytettäviin paksuuksiin nähden

Kuvassa 6.4 on esitetty tutkittujen kohteiden poikkeamat erikseen. Maanvaraisen alapohjan betonipaksuuden keskimääräinen poikkeama on +11,2 % ja routaeristeen -1,3 %.

6.2 Perusmuurien paksuudet

Työssä ulkoseinälinjan perusmuuriksi määritellään seinälinjan kantava rakenne anturan yläpinnasta alapohjan yläpintaan. Myös kellarillisen rakennuksen perusmuuri määritellään vastaavalla tavalla. Ulkoseinälinjan perusmuurit olivat pääsääntöisesti betonisandwich-rakenteita. Betonisandwich-rakenteista perusmuureista määritettiin erikseen betonin keskimääräinen paksuus ja perusmuurin sisäpuolisen routaeristeen paksuus. Rakenteen sisäpuolisen routaeristeen lisäksi kellarittomissa rakennuksissa oli perusmuurin

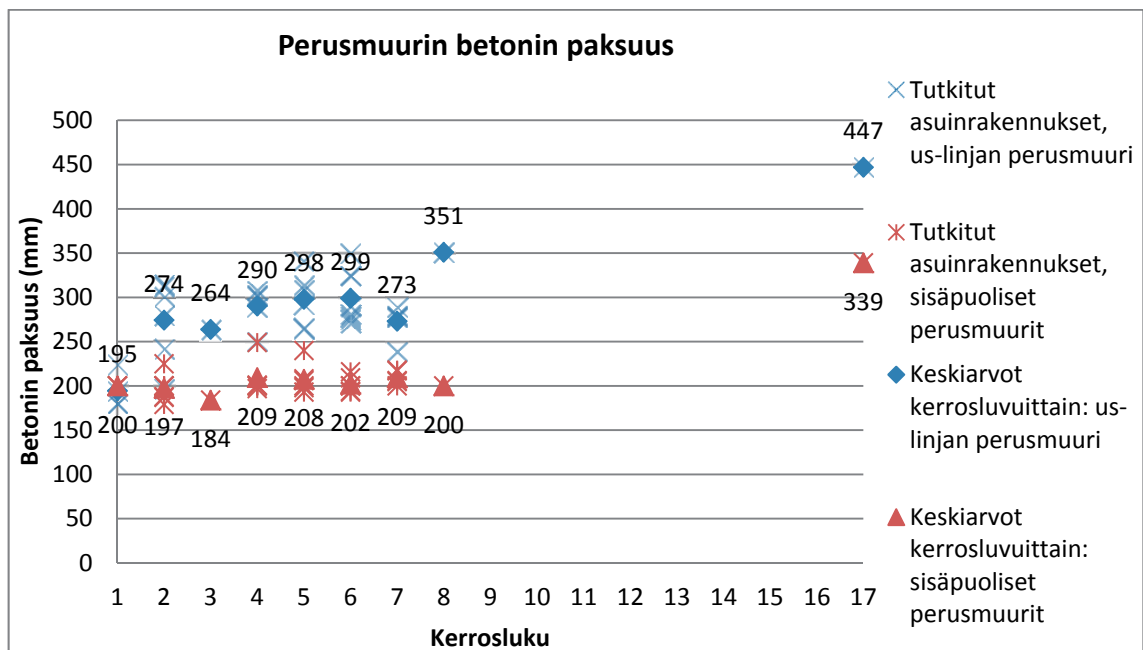
sisäseinämässä 50–100 mm paksu routaeriste, mutta sen keskimääräistä paksuutta ei tutkittu tarkemmin.

Työssä rakennuksen sisäpuoliseksi perusmuuriksi määritellään kantava betonirakenne väliseinälinjan anturan yläpinnasta alapohjan alapintaan. Osassa kohteista perusmuurin molemmiin puolin oli 50–100 mm paksut routaeristeet, mutta tässä tutkimuksessa ei tutkittu kyseisten routaeristeiden paksuuksia tarkemmin.

6.2.1 Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan

Perusmuurien betonin paksuus

Oletuksena on, että perustamistavalla ei ole vaikutusta perusmuurin paksuuteen, joten kohteita ei ole eritelty perustamistavan mukaan. Perusmuurin betonin paksuutta tutkittiin rakennuksen kerrosluvun suhteen, sillä kerrosluvun kasvaessa myös rakennuksesta perustuksille välittyvät kuormat kasvavat. Kuvassa 6.5 on esitetty määrälaskennan tulokset. Lisäksi kuvassa on esitetty kerrosluvuittain lasketut keskiarvot sekä ulkoseinälinjan (kuvassa us-linja) että rakennuksen sisäpuolisten perusmuurien betonin paksuuksille.



Kuva 6.5 Tutkittujen rakennusten (37 kpl) perusmuurien betonipaksuudet ja kerrosluvuittain lasketut keskiarvot

Kuvasta 6.5 nähdään, että tutkittujen kohteiden perusmuurien betonin paksuudet eivät kasvaaneet lineaarisesti kerrosluvun suhteen. Suurimmat erot olivat ulkoseinälinjan perusmuuripaksuuksien osalta 1- ja 2-kerroksisten sekä 7- ja 8-kerroksisten rakennusten välillä. Sisäpuolisten perusmuurien osalta 1-8-kerroksisten perusmuurien paksuuksissa ei ollut merkittävää eroa, mutta 17-kerroksisen rakennuksen perusmuuri on huomattavasti paksumpi muihin verrattuna. 8- ja 17-kerroksisia rakennuksia oli tutkimuksessa

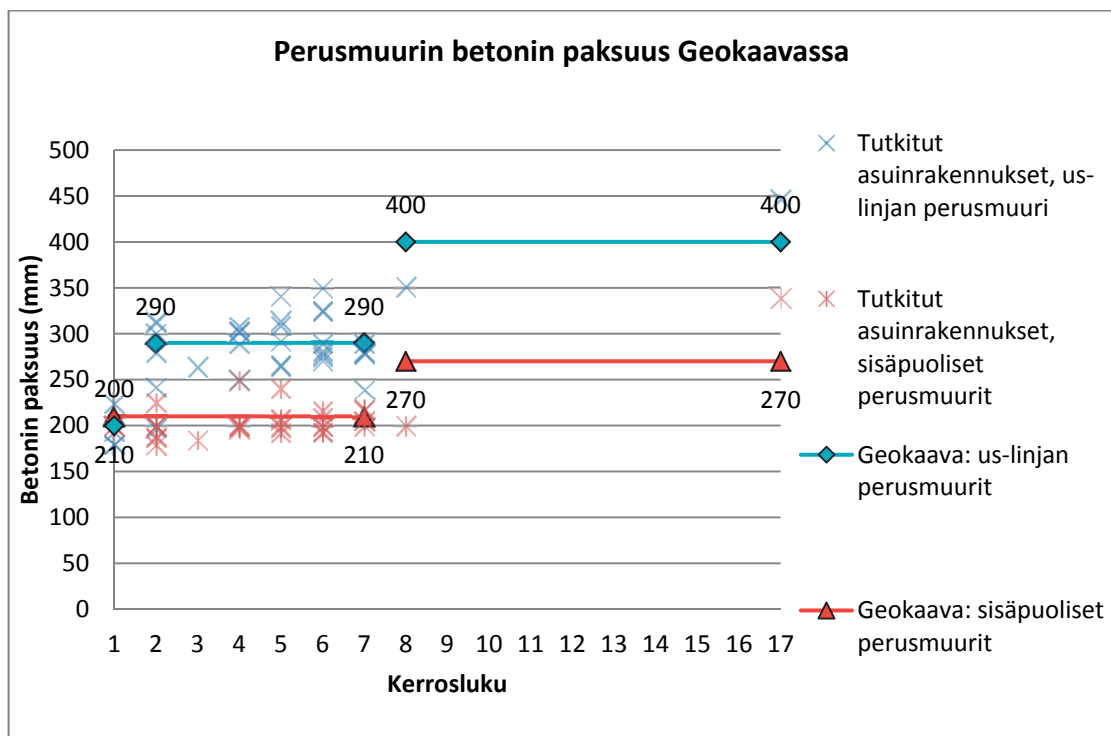
kumpaakin vain yksi, joten on vaikea arvioida, kuinka hyvin niiden perusmuuripaksuudet edustavat kyseisen kerrosluvun keskiarvoa. Tutkimuksessa oletettiin, että ne edustavat keskiarvoa.

Ulkoseinälinjan perusmuurin betonin keskimääräiset paksuudet laskettiin erikseen 1-kerroksisille ja 2-7-kerroksisille ja 8-17-kerroksisille rakennuksille. Keskiarvot on esitetty taulukossa 6.4.

Taulukko 6.4 Tutkittujen kohteiden (37 kpl) perusmuurien betonipaksuuksien keskiarvot

Kerrosluku	Ulkoseinälinjan perusmuurin betoni (mm)	Sisäpuolisten perusmuurien betoni (mm)
1	195	203
2-7	287	
8-17	399	270

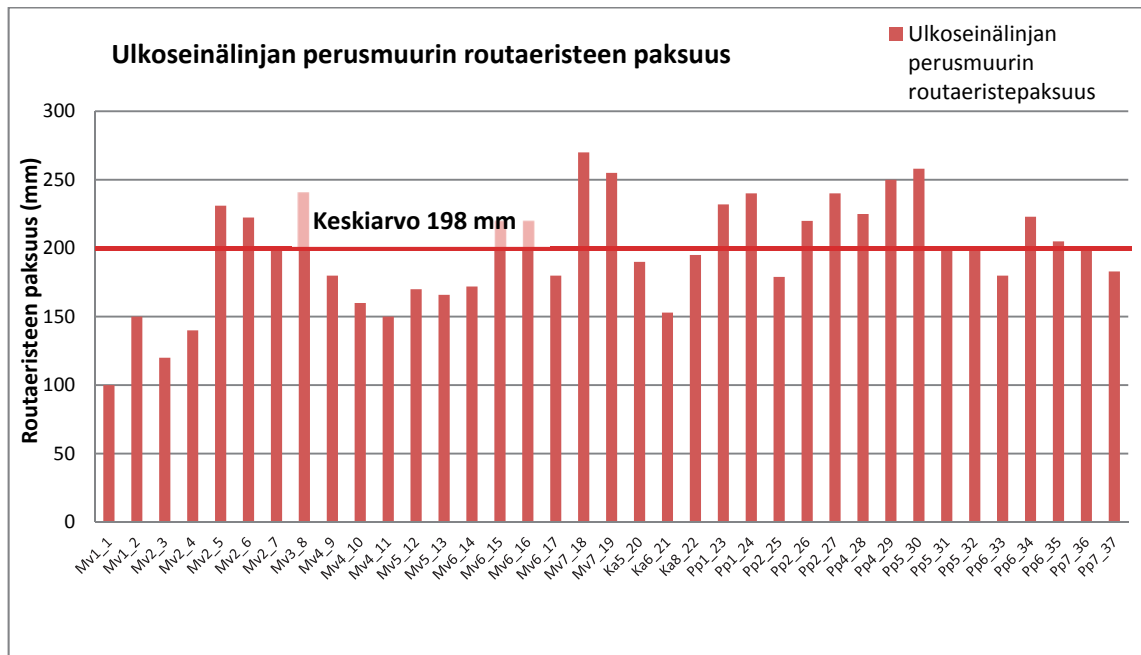
Geokaavaa varten keskiarvot pyöristettiin ylöspäin 10 mm tarkkuudella. Geokaavassa käytetään siis ulkoseinälinjan perusmuurin betonipaksuutena 1-kerroksisille rakennuksille 200 mm, 2-7-kerroksisille 290 mm ja 8-17-kerroksisille 400 mm. Geokaavassa sisäpuolisten perusmuurien betonipaksuutena käytetään 1-7-kerroksisille rakennuksille 210 mm ja 8-17-kerroksisille 270 mm. Geokaavassa käytettävät perusmuurien betonipaksuudet on esitetty kerrosluvun suhteen kuvassa 6.6.



Kuva 6.6 Asuinrakennusten perusmuurien betonipaksuudet Geokaavassa ja tutkituissa rakennuksissa (37 kpl)

Ulkoseinälinjan perusmuurin routaeristeen paksuus

Kuvassa 6.7 on esitetty ulkoseinälinjan perusmuurien routaeristepaksuudet. Routaeristeen paksuus vaihteli välillä 100–270 mm.



Kuva 6.7 Tutkittujen rakennusten (37 kpl) ulkoseinälinjojen perusmuurien routaeristepaksuudet ja niiden keskiarvo

Ulkoseinälinjan perusmuurin routaeristeen keskimääräinen paksuus oli 198 mm. Geokaavaa varten routaeristeen paksuus pyöristetään, eli Geokaavassa ulkoseinälinjan perusmuurin routaeristepaksuutena käytetään 200 mm.

6.2.2 Poikkeamatarkastelu

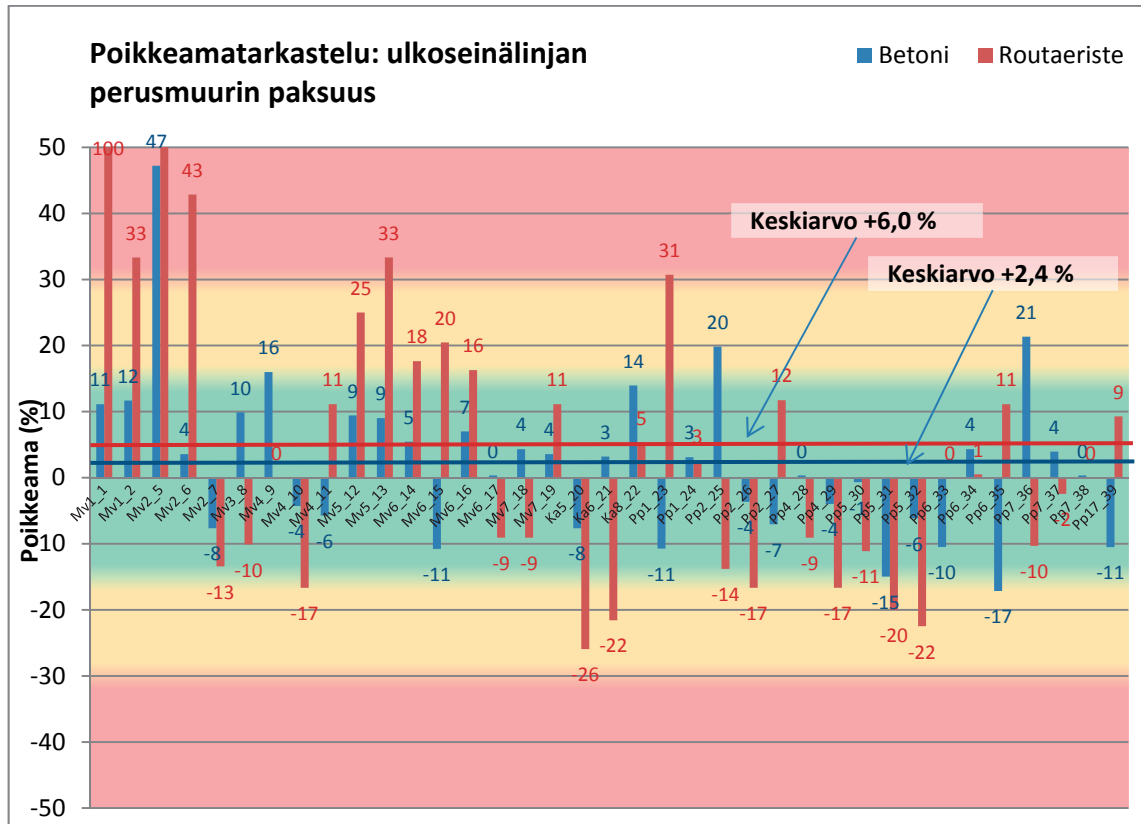
Ulkoseinälinjan perusmuuri

Taulukossa 6.5 on jaoteltu kohteet ulkoseinälinjan perusmuurin paksuuden poikkeaman suuruuden perusteella. Betonipaksuuksien osalta 31 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 %, 5 kohteessa 15–30 % ja yhdessä kohteessa poikkeama on yli 30 %. Kohteiden, joiden betonipaksuuden poikkeama on alle 15 %, osuus on 84 % kaikista tutkituista kohteista.

Taulukko 6.5 Tutkittujen rakennusten ulkoseinälinjan perusmuurien betoni- ja routaeristepaksuuksien poikkeamien suuruudet Geokaavassa käytettäviin paksuuksiin nähden

Poikkeaman suuruus	Ulkoseinälinjan perusmuuri			
	Betonipaksuudet		Routaeristepaksuudet	
	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista
< 15 %	31	84	20	54
15–30 %	5	14	12	32
> 30 %	1	3	5	14

Ulkoseinälinjan perusmuurin routaeristepaksuuksien osalta 20 kohteessa poikkeama on alle 15 %, 12 kohteessa 15–30 % ja 5 kohteessa yli 30 %. Kohteiden, joiden routaeristepaksuuden poikkeama on alle 15 %, osuus kaikista kohteista on 54 %.



Kuva 6.8 Tutkittujen rakennusten (37 kpl) ulkoseinälinjan perusmuurien betoni- ja routaeristepaksuuksien poikkeamat Geokaavassa käytettäviin paksuuksiin nähden

Kuvassa 6.8 on esitetty jokaisen kohteen poikkeama erikseen. Ulkoseinälinjan perusmuurin betonipaksuuden keskimääräinen poikkeama on +6,0 % ja routaeristeen +2,4 %.

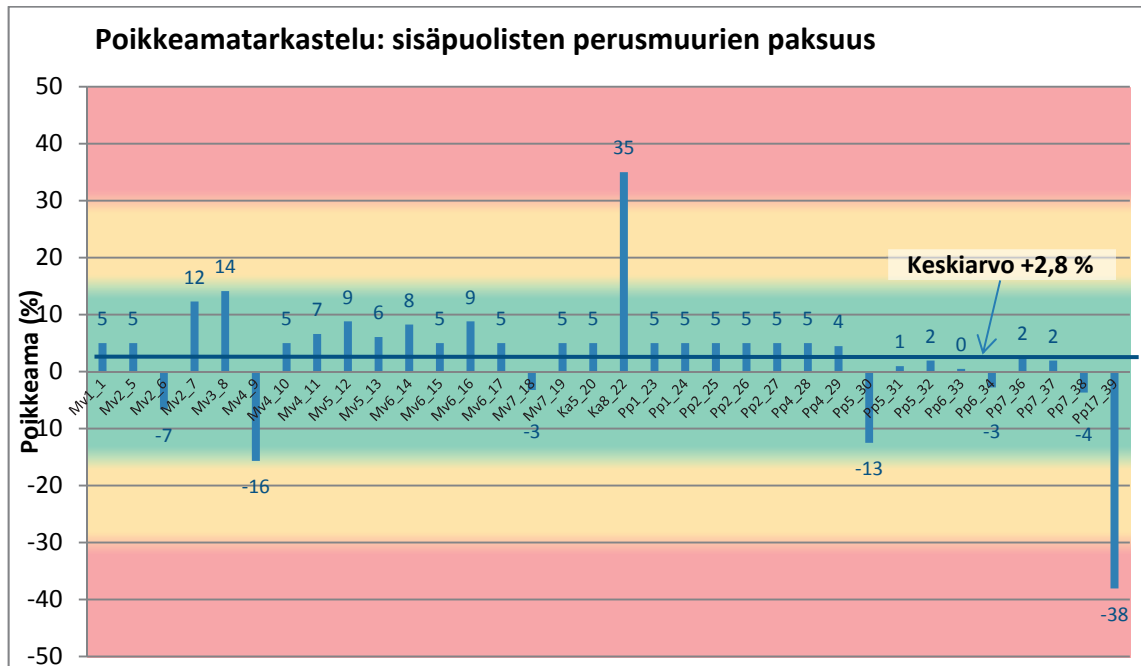
Sisäpuoliset perusmuurit

Taulukossa 6.6 on jaoteltu kohteet sisäpuolisten perusmuurien paksuuden poikkeaman suuruuden perusteella. Betonipaksuuksien osalta 31 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 %, yhdessä kohteessa 15–30 % ja 2 kohteessa poikkeama on yli 30 %. Kohteiden, joiden betonipaksuuden poikkeama on alle 15 %, osuus on 91 % kaikista tutkituista kohteista.

Taulukko 6.6 Tutkittujen rakennusten sisäpuolisten perusmuurien betoni- ja routaeristepaksuuksien poikkeamien suuruudet Geokaavassa käytettäviin paksuuksiin nähden

Poikkeaman suuruus	Sisäpuolisten perusmuurien betonipaksuudet	
	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista
< 15 %	31	91
15–30 %	1	3
> 30 %	2	6

Kuvassa 6.9 on esitetty jokaisen kohteen poikkeama erikseen. Sisäpuolisten perusmuurien betonipaksuuden keskimääräinen poikkeama on +2,8 %.



Kuva 6.9 Tutkittujen rakennusten (37 kpl) sisäpuolisten perusmuurien betoni- ja routaeristepaksuuksien poikkeamat Geokaavassa käytettäviin paksuuksiin nähden

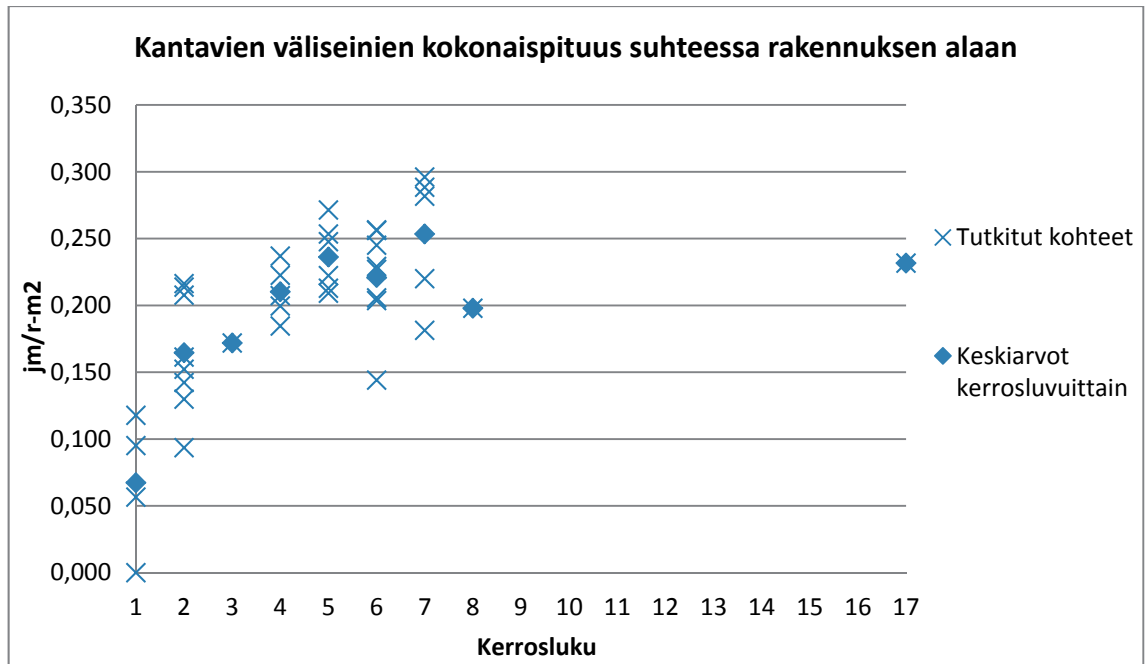
Kuvasta 6.9 nähdään, että 8- ja 17-kerroksisten rakennusten (kohteet Ka8_22 ja Pp17_39) poikkeamat ovat selvästi muita suurempia. Tämä johtuu siitä, että tutkimuksessa ei ollut mukana yhtään 9-16-kerroksista rakennusta, joten 8-17-kerroksisten rakennusten perusmuurin betonipaksuudet määritettiin näiden kahden kohteen keskiarvona.

6.3 Rakennuksen kantavien väliseinälinjojen pituus

Geokaavassa kantavien väliseinälinjojen kokonaispituutta käytetään rakennuksen sisäpuolisten perusmuurien määrien laskemisessa. Väliseinälinjojen kokonaispituudet mitattiin kaikista 39 kohteesta ja pituudet suhteutettiin rakennuksen alaan.

6.3.1 Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan

Väliseinälinjojen kokonaispituutta suhteessa rakennuksen alaan tutkittiin kerrosluvun suhteen. Oletettiin, että perustamistavalla ei ole merkitystä väliseinälinjojen suhteelliseen pituuteen, joten kohteita ei eroteltu tarkastelussa perustamistavoittain. Kuvassa 6.10 on esitetty tutkittujen kohteiden väliseinien pituudet jaettuna rakennuksen pinta-alalla sekä kerrosluvuittain lasketut keskiarvot.



Kuva 6.10 Tutkittujen rakennusten (37 kpl) kantavien väliseinien suhteelliset pituudet kerrosluvun suhteen ja kerrosluvuittain lasketut keskiarvot

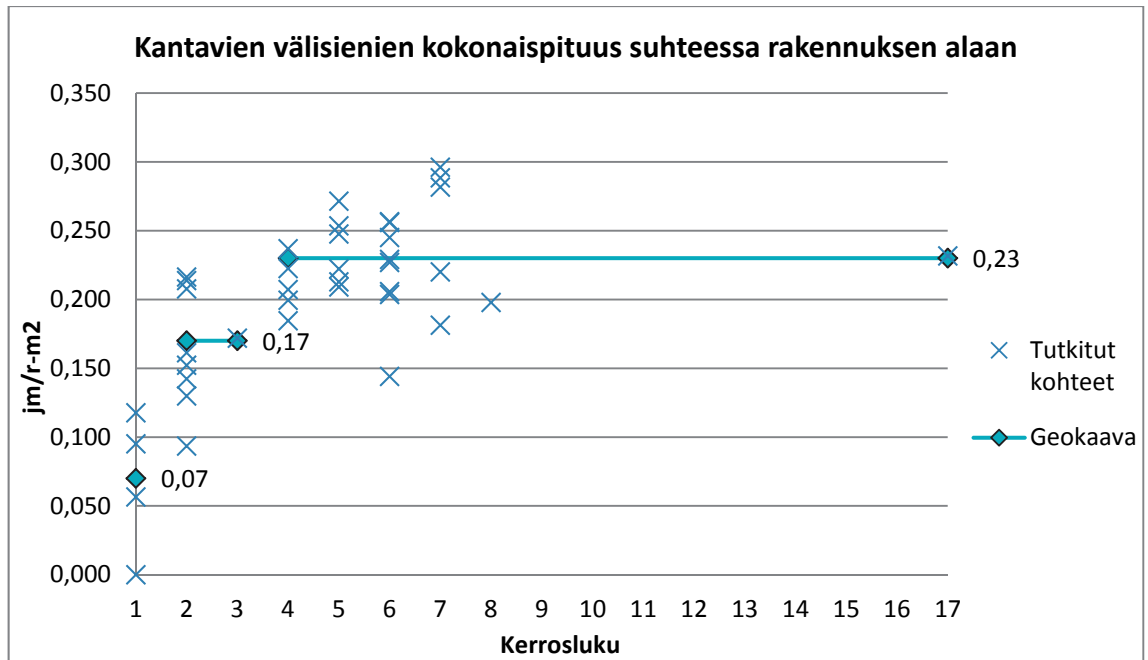
Kuvasta 6.10 nähdään, että etenkin 1-4-kerroksisten rakennusten osalta väliseinien suhteellinen pituus kasvoi kerrosluvun suhteen, mutta muutos ei ollut lineaarinen. Suurin muutos väliseinäpituuksissa tapahtui 1- ja 2-kerroksisten rakennusten välillä. Kerroslukujen 4 ja 17 välillä suhteellinen väliseinäpituus ei muuttunut merkittävästi.

Suhteellisten väliseinäpituuksien keskiarvot laskettiin erikseen 1-kerroksisille, 2-3-kerroksisille ja 4-17-kerroksisille rakennuksille. Keskiarvot on esitetty taulukossa 6.7.

Taulukko 6.7 Tutkittujen rakennusten (37 kpl) kantavien väliseinien suhteellisten pituuksien keskiarvot 1, 2-3 ja 4-17-kerroksisille rakennuksille ja Geokaavan laskennassa käytettävät arvot

Kerrosnumero	Kantavien väliseinien pituus suhteessa rakennuksen alaan (jm/r-m ²)	Geokaavan mukaiset arvot (jm/r-m ²)
1	0,067	0,07
2-3	0,165	0,17
4-17	0,228	0,23

Geokaavaa varten keskiarvot pyöristettiin sadasosan tarkkuudella. Geokaavassa käytetään 1-kerroksisten rakennusten suhteellisen väliseinäpituutena 0,07 jm/r-m² ja 2-3-kerroksisten suhteellisen väliseinäpituutena 0,17 jm/r-m² ja 4-17-kerroksisten rakennuksen suhteellisen väliseinäpituutena 0,23 jm/r-m². Tulokset on esitetty myös kuvassa 6.11.



Kuva 6.11 Geokaavan laskennassa käytettävät arvot rakennuksen kantavien väliseinien suhteelliselle pituudelle ja tutkittujen rakennusten (37 kpl) suhteelliset väliseinäpituudet

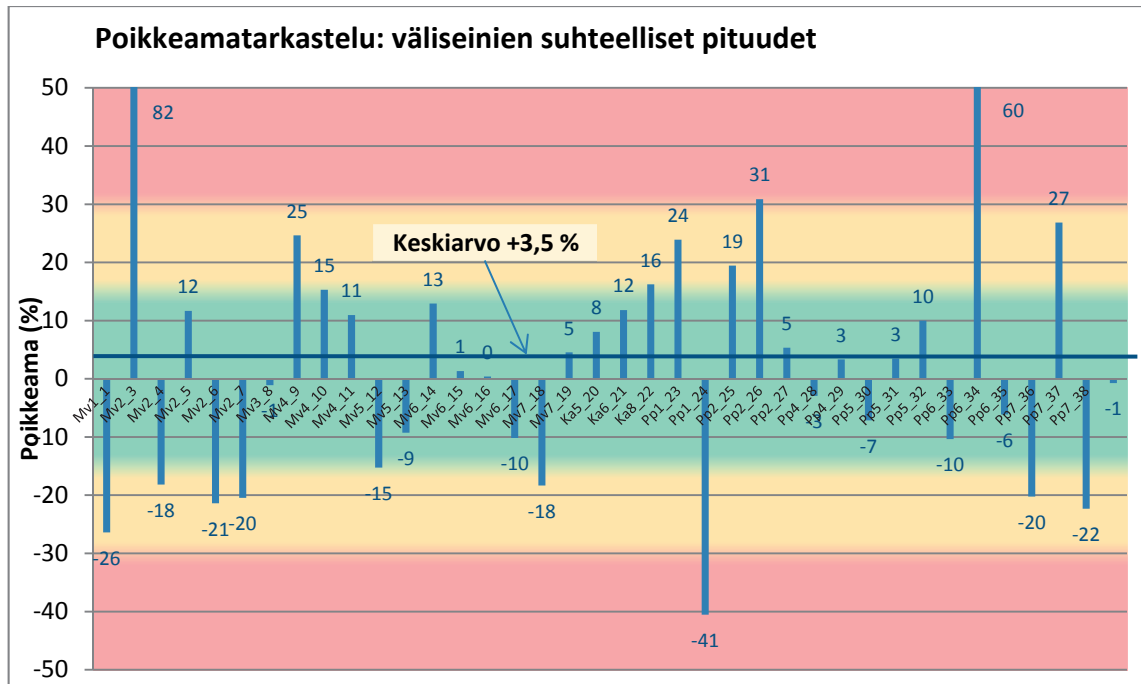
6.3.2 Poikkeamatarkastelu

Taulukossa 6.8 on jaoteltu kohteet kantavien väliseinien kokonaispituuden poikkeaman suuruuden perusteella. 20 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 %, 14 kohteessa 15–30 % ja 4 kohteessa poikkeama on yli 30 %. Kohteiden, joiden väliseinäpituuden poikkeama on alle 15 %, osuus on 53 % kaikista tutkituista kohteista.

Taulukko 6.8 Tutkittujen kohteiden väliseinäpituuksien poikkeamien suuruudet Geokaavan laskennan mukaisiin pituuksiin nähden

Virheen suuruus	Väliseinien kokonaispituus	
	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista
< 15 %	20	53
15–30 %	14	37
> 30 %	4	11

Kuvassa 6.12 on esitetty jokaisen kohteen poikkeama erikseen. Väliseinien kokonaispituuksien poikkeamien keskiarvo on +3,5 %.



Kuva 6.12 Tutkittujen rakennusten (37 kpl) väliseinänpituuksien poikkeamat Geokaavan laskennan mukaisiin pituuksiin nähden

Kuvasta 6.12 nähdään, että vaikka poikkeamien keskiarvo on pieni (+3,5 %), poikkeamien hajonta on suhteellisen suurta. Suurin poikkeama, +82 %, on 2-kerroksisella maanvaraisesti perustetulla rakennuksella ja suurin negatiivinen poikkeama, -41 %, on 1-kerroksisella paaluperustetulla rakennuksella.

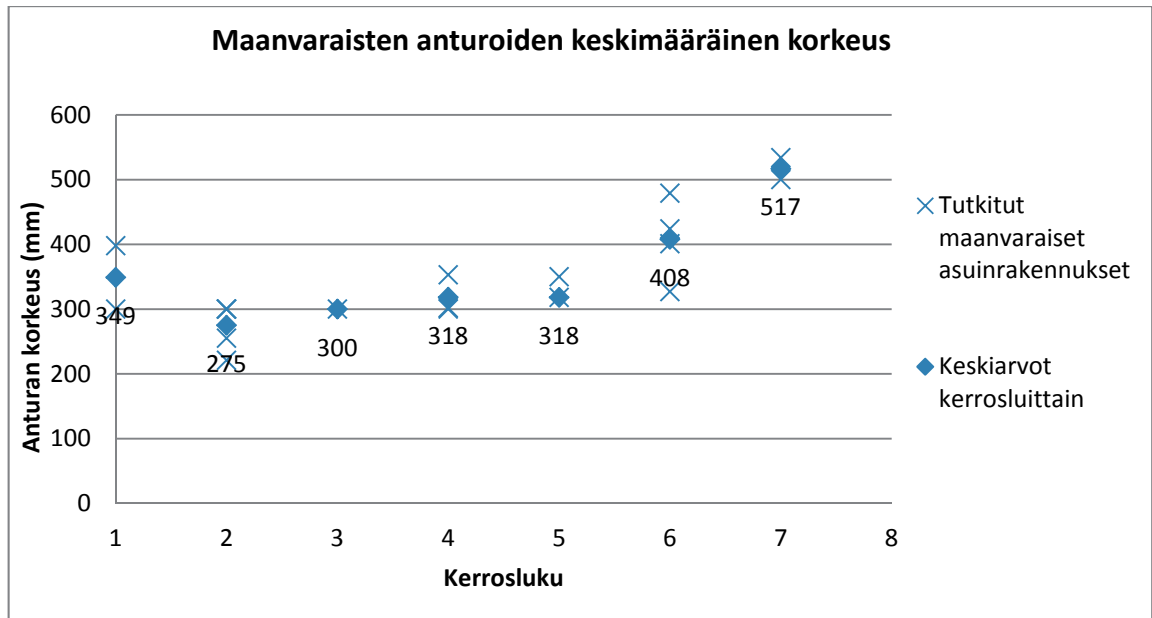
6.4 Maanvaraisten anturoiden korkeus

Anturakorkeutta käytetään Geokaavassa anturamäärien laskemisessa. Anturamäärät vaikuttavat puolestaan rakennuspohjan täyttöjen (salaojatäytöt ja yleistäytöt rakennuksen alla) suuruuteen. Lisäksi anturakorkeus vaikuttaa Geokaavan ehdottamaan rakennuksen oletusperustussyvyyteen, eli anturakorkeudella on vaikutusta myös rakennuskaivannon laajuuteen.

Tutkimus koskee asuinrakennuksia, joiden perustamistapa on maanvarainen ja anturatyyppi on pääosin jatkuva perusmuuriantura. Joissakin tutkituista rakennuksista osa anturoista oli pilarianturoita, mutta niitä käsiteltiin määrälaskennassa kuten perusmuurianturoita. Maanvaraisten asuinrakennusten anturoiden korkeutta tutkittiin 19 kohteesta. Tutkitut maanvaraisesti perustetut rakennukset olivat 1-7-kerroksisia. Suoraan kallion varaan perustetut rakennukset on jätetty anturakorkeuden osalta tutkimuksen ulkopuolelle, sillä suoraan kalliolle perustettujen anturoiden korkeus riippuu oleellisesti kallionpinnan vaihteluista ja anturan keskimääräinen korkeus on tämän takia lähes mahdoton määrittää suunnitelmien perusteella.

6.4.1 Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan

Oletettiin, että perustuksille välittyvien kuormien suuruus vaikuttaa anturakorkeuteen. Anturakorkeutta tutkittiin siis rakennuksen kerrosluvun suhteen. Rakennusten perustussuunnitelmista lasketut keskimääräiset anturakorkeudet sekä jokaiselle kerrosluvulle erikseen lasketut keskiarvot on esitetty kuvassa 6.13.



Kuva 6.13 Tutkittujen rakennusten (19 kpl) maanvaraisten anturoiden keskimääräisen korkeudet ja kerrosluittain lasketut keskiarvot

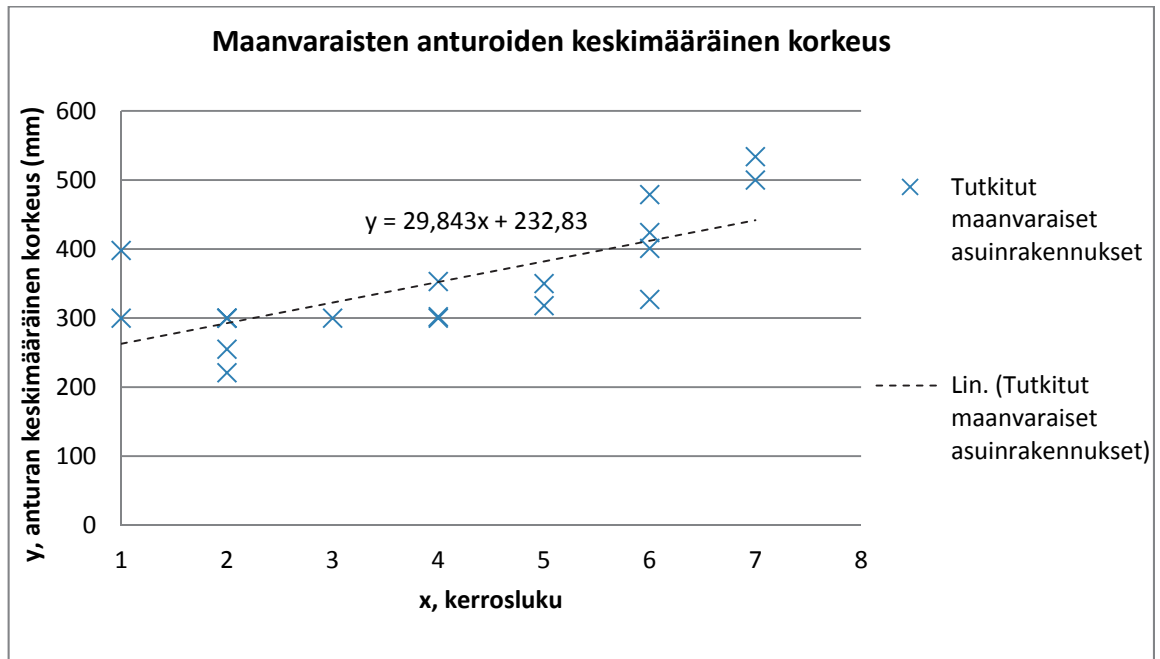
1-7-kerroksisten asuinrakennusten keskimääräiset anturakorkeudet vaihtelivat välillä 220–530 mm. Pienin anturakorkeus oli 2-kerroksisella rakennuksella ja suurin 7-kerroksisella rakennuksella. Kuvasta 6.13 nähdään, että 1-7-kerroksisten rakennusten keskimääräinen anturakorkeus ei kasvanut lineaarisesti kerrosluvun suhteen.

Koska anturakorkeuden muutos kerrosluvun suhteen ei ole lineaarinen, lasketaan keskimääräiset anturakorkeudet erikseen 1-3-kerroksisille, 4-5-kerroksisille, 6-kerroksisille ja 7-kerroksisille asuinrakennuksille. Geokaavaan keskiarvot pyöristetään ylöspäin 10 mm tarkkuudella. Tulokset on esitetty taulukossa 6.9.

Taulukko 6.9 Tutkittujen 1-7-kerroksisten rakennusten maanvaraisten anturoiden keskimääräiset korkeudet ja Geokaavassa käytettävät korkeudet

	Anturan korkeus	
	Keskiarvo (mm):	Geokaava (mm):
Kerrosluku: 1-3	297	300
Kerrosluku: 4-5	325	330
Kerrosluku: 6	408	410
Kerrosluku: 7	517	520

1-7-kerroksisten rakennusten anturoiden korkeutta pystyttiin arvioimaan laskettujen keskiarvojen perusteella, mutta Geokaavaa varten tuli arvioida myös 8-17-kerroksisten rakennusten anturakorkeudet. Koska tutkimustietoa ei ollut yli 7-kerroksisista rakennuksista, tutkittiin anturakorkeuden keskimääräistä muutosta kerrosluvun suhteen 1-7-kerroksisten osalta ja tuloksia sovellettiin 8-17-kerroksisille rakennuksille. Pisteiden välille piirrettiin lineaarinen regressiosuora. Regressiosuora ja sen kaava on esitetty kuvassa 6.14.



Kuva 6.14 Tutkittujen rakennusten (19 kpl) maanvaraisten anturoiden keskimääräiset korkeudet ja anturakorkeuksille piirretty lineaarinen regressiosuora sekä suoran yhtälö

Regressiosuoran yhtälö on pyöristettynä:

$$y = 30x + 233$$

Suoran kulmakerroin on 30, eli anturan korkeus kasvaa keskimäärin 30 mm yhtä kerroslukua kohden. Regressiosuoran perusteella määritettyä anturakorkeuden muutosta kerrosluvun suhteen sovellettiin 8-17-kerroksisille rakennuksille siten, että suora (kulmakerroin 30) sijoitettiin alkamaan 7-kerroksisten rakennusten keskiarvopisteestä (7,520). Sovitetun suoran vakiotermiksi saatiin:

$$520 = 30 * 7 + z \rightarrow z = 310$$

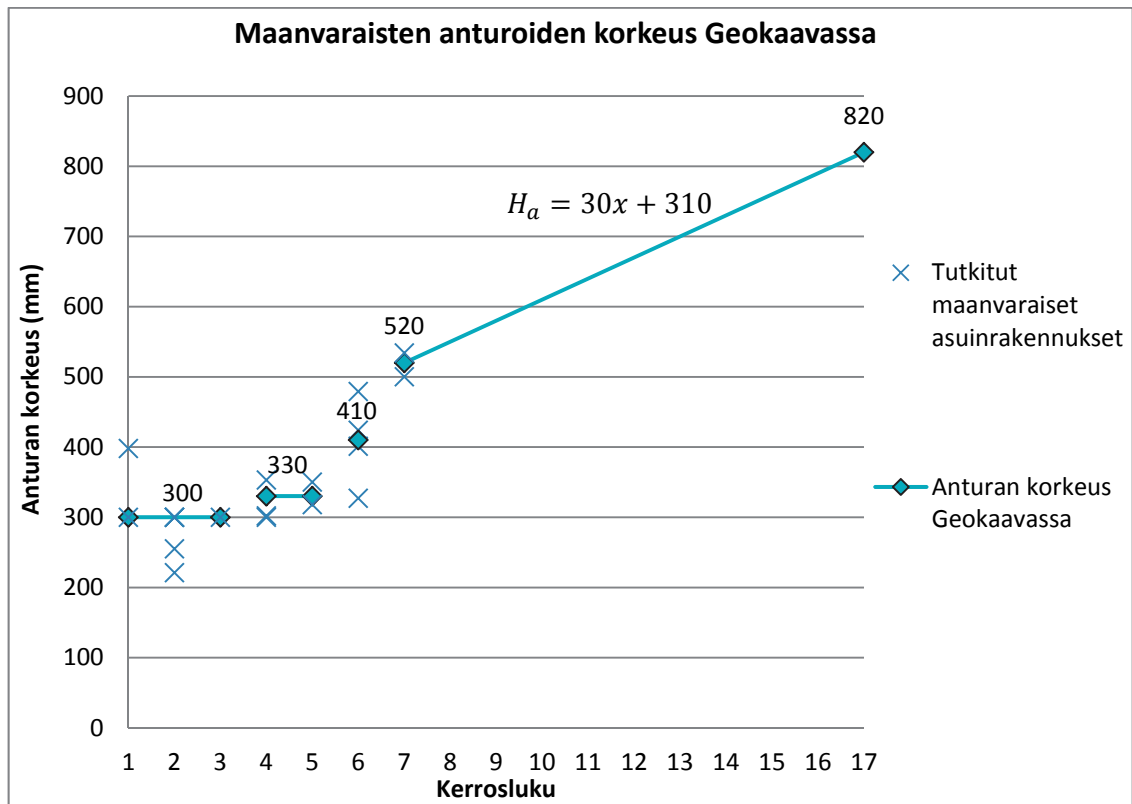
ja suoran yhtälöksi saatiin:

$$y = 30x + 310$$

Yhtälöstä 17-kerroksisten asuinrakennusten anturakorkeudeksi voitiin laskea:

$$y = 30 * 17 + 310 = 820$$

Geokaavassa 17-kerroksisten rakennusten maanvaraisten anturoiden korkeus on siis 820 mm. Kuvassa 6.15 on esitetty 1-17-kerroksisten rakennusten anturakorkeudet Geokaavassa.



Kuva 6.15 1-17-kerroksisten rakennusten anturakorkeudet Geokaavassa ja tutkittujen rakennusten (19 kpl) maanvaraisten anturoiden korkeudet

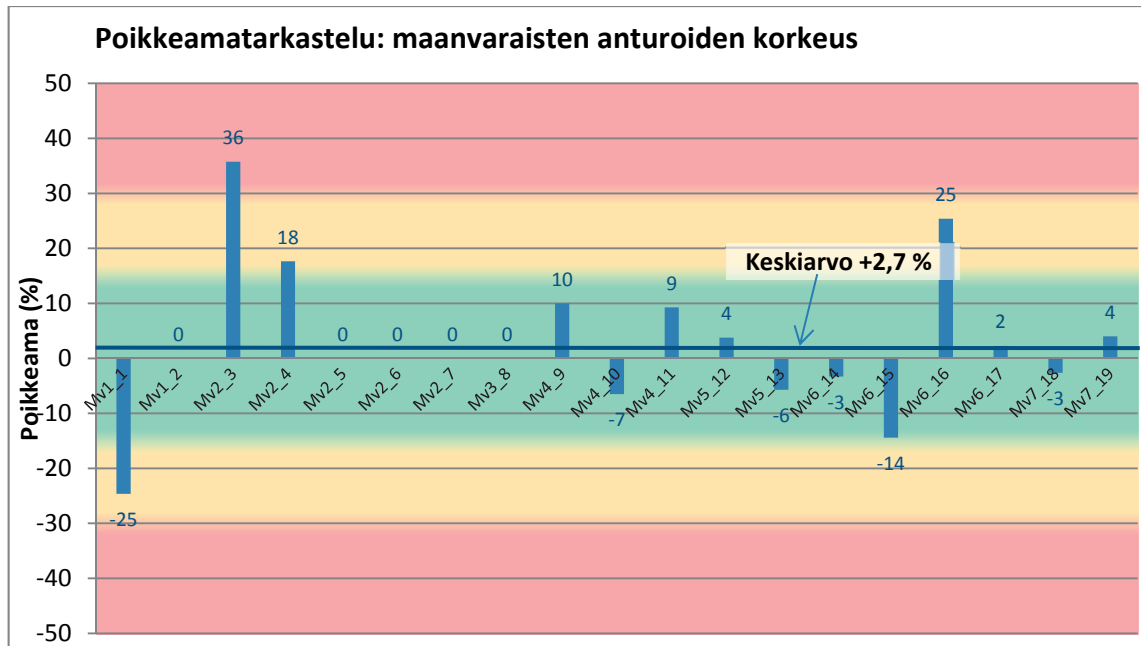
6.4.2 Poikkeamatarkastelu

Taulukossa 6.10 on jaoteltu kohteet maanvaraisten anturoiden korkeuden poikkeaman suuruuden perusteella. 15 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 %, yhdessä kohteessa 15–30 % ja 3 kohteessa yli 30 %. Kohteiden, joiden anturakorkeuden poikkeama on alle 15 %, osuus on 79 % kaikista tutkituista kohteista.

Taulukko 6.10 Tutkittujen maanvaraisten rakennusten anturakorkeuksien poikkeamien suuruudet Geokaavan laskennan mukaisiin korkeuksiin nähden

Poikkeaman suuruus	Maanvaraisten anturoiden korkeudet	
	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista
< 15 %	15	79
15–30 %	1	5
> 30 %	3	16

Kuvassa 6.16 on esitetty jokaisen kohteen poikkeamat erikseen. Maanvaraisen anturan korkeuden keskimääräinen poikkeama on +2,7 %.



Kuva 6.16 Tutkittujen maanvaraisten rakennusten (19 kpl) anturakorkeuksien poikkeamat Geokaavaan nähden

Kuvasta 6.16 nähdään, että suurin anturakorkeuden poikkeama, 36 %, on maanvaraisella 2-kerroksisella kohteella (Mv2_3). Viiden kohteen osalta Geokaavan anturakorkeus on sama kuin tutkittujen kohteiden todellinen keskimääräinen anturakorkeus.

6.5 Maan- ja kallionvaraisten anturoiden kokonaispinta-ala

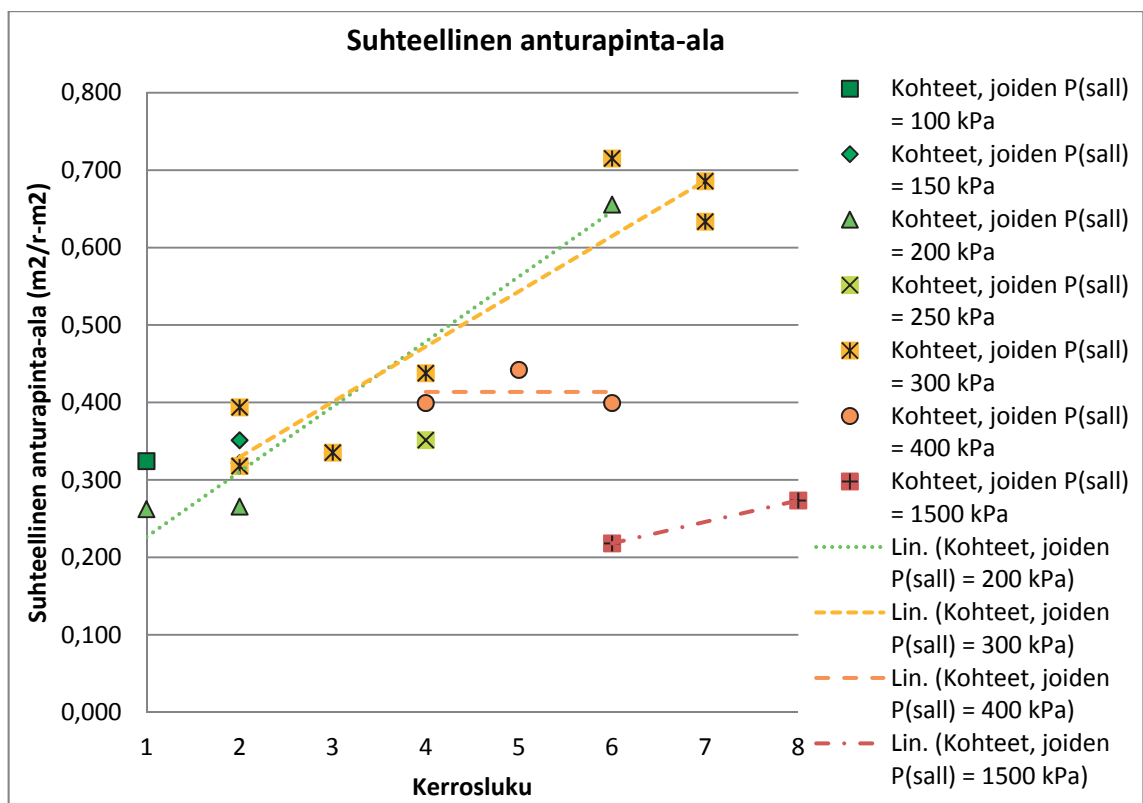
Kokonaisanturapinta-aloja tutkittiin Geokaavan anturamäärien laskentaa varten. Geokaavassa anturamäärä lasketaan kertomalla anturoiden kokonaispinta-ala anturakorkeudella. Anturamäärät vaikuttavat puolestaan rakennuspohjan täyttöjen suuruuteen.

Tutkimus koskee asuinrakennuksia, joiden perustamistapa on maan- tai kallionvarainen ja anturatyyppejä on pääosin jatkuva perusmuuriantura. Joissakin tutkituista rakennuksista osa anturoista oli pilarianturoita, mutta niitä käsiteltiin määrälaskennassa kuten perusmuurianturoita. Tutkittuja kohteita oli yhteensä 22 kappaletta, mutta tutkimuksen ulkopuolelle rajattiin sellaiset maanvaraiset rakennukset, joiden perustussuunnitelmissa ilmoitettu sallittu pohjapaine oli yli 400 kPa ja kallionvaraiset rakennukset, joiden sallituksi pohjapaineeksi oli ilmoitettu yli 1 500 kPa. Tutkimuksen ulkopuolelle rajautui yhteensä kolme kohdetta.

Tutkimuksessa sallittua pohjapainetta on käytetty pohjamaan kantavuutta kuvaavana parametrina, sillä kyseinen arvo oli ilmoitettu jokaisen tutkitun kohteen perustussuunnitelmassa. Tutkimuksessa puhutaan ”perustusten mitoittamisesta sallitulle pohjapaineelle”, mutta tulee kuitenkin muistaa, että sallittu pohjapaine ei itsestään ole riittävä peruste perustusten kantavuuden mitoittamiselle (ks. luku 4.1.3 s. 22). Tässä tutkimuksessa ei huomioitu perustusten mitoittamiseen liittyviä erityispiirteitä.

6.5.1 Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan

Työssä suhteellisella anturapinta-alalla tarkoitetaan anturoiden kokonaispinta-alaa suhteessa rakennuksen bruttopinta-alaan. 1-8-kerroksisten rakennusten suhteellista anturapinta-alaa tutkittiin 19 kohteesta. Tutkittujen maanvaraisten kohteiden perustussuunnitelmissa ilmoitetut sallitut pohjapaineet vaihtelivat välillä 100–400 kPa ja suoraan kallion varaan perustettujen rakennusten pohjapaineena oli perustussuunnitelmien mukaan käytetty 1500 kPa. Oletettiin, että anturoiden pinta-ala suhteessa rakennuksen alaan riippuu rakennukselta perustuksille välittyvistä kuormista sekä perustusten sallitusta pohjapaineesta. Anturoiden pinta-aloja tutkittiin siis edellä mainittujen tekijöiden suhteen. Kuvassa 6.17 on esitetty suhteellinen anturapinta-ala kerrosluvun suhteen. Kohteet on lisäksi jaoteltu sallitun pohjapaineen (kuvassa $P(sall)$) perusteella.



Kuva 6.17 Tutkittujen maanvaraisten rakennusten (19 kpl) suhteelliset anturapinta-alat kerrosluvun suhteen ja lineaariset regressiosuorat pohjapaineille 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa ja 1500 kPa

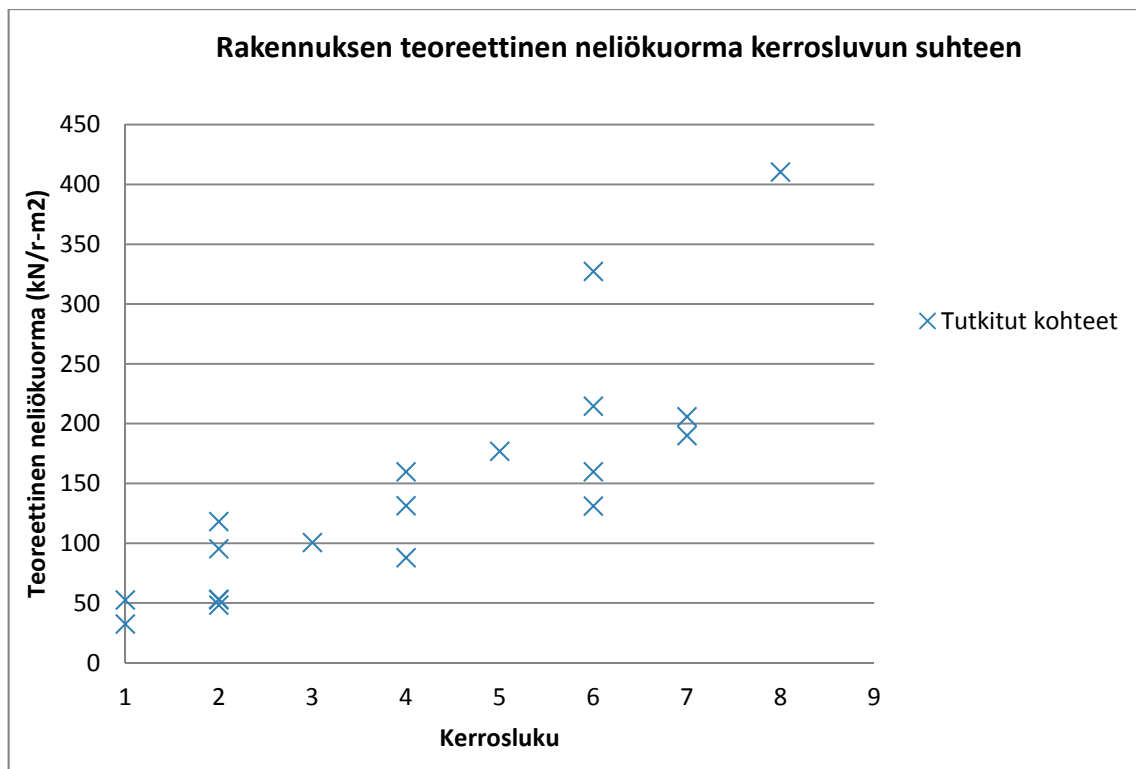
Kun kutakin pohjapainetta edustaville pistejoukoille piirrettiin lineaariset regressiosuorat, voitiin havaita, että pisteet sijoittuvat kaavioon viuhkamaisesti. Erisuuruisille pohjapaineille mitoitettujen perustusten suhteelliset anturapinta-alat kasvavoivat kerrosluvun suhteen. Pienin suhteellinen pinta-ala ($0,22 \text{ m}^2/r-m^2$) oli 6-kerroksisella kallionvaraisesti perustetulla rakennuksella ja suurin suhteellinen pinta-ala ($0,72 \text{ m}^2/r-m^2$) oli 6-kerroksisella rakennuksella, jonka perustusten sallituksi pohjapaineeksi oli perustussuunnitelmassa ilmoitettu 300 kPa.

Rakennuksen teoreettinen neliökuorma

Jotta eri pohjapaineille mitoitetujen anturoiden suhteellisia pinta-aloja voitiin vertailla keskenään, kerrottiin suhteellinen anturapinta-ala sallitulla pohjapaineella, jolloin saatiin rakennuksen kokonaiskuorman teoreettinen arvo jaettuna tasaisesti rakennuksen alalle. Tässä työssä kyseiselle parametrille käytetään nimitystä rakennuksen teoreettinen neliökuorma, $g_{rak,tr}$, ja se voidaan siis laskea kaavasta:

$$g_{rak,tr} = \frac{A_{ant}}{A_{rak}} * p_{sall} \rightarrow g_{rak,tr} = \frac{A_{ant} * p_{sall}}{A_{rak}} \quad (6.2)$$

Kuvassa 6.18 on esitetty tutkittujen kohteiden teoreettiset neliökuormat.

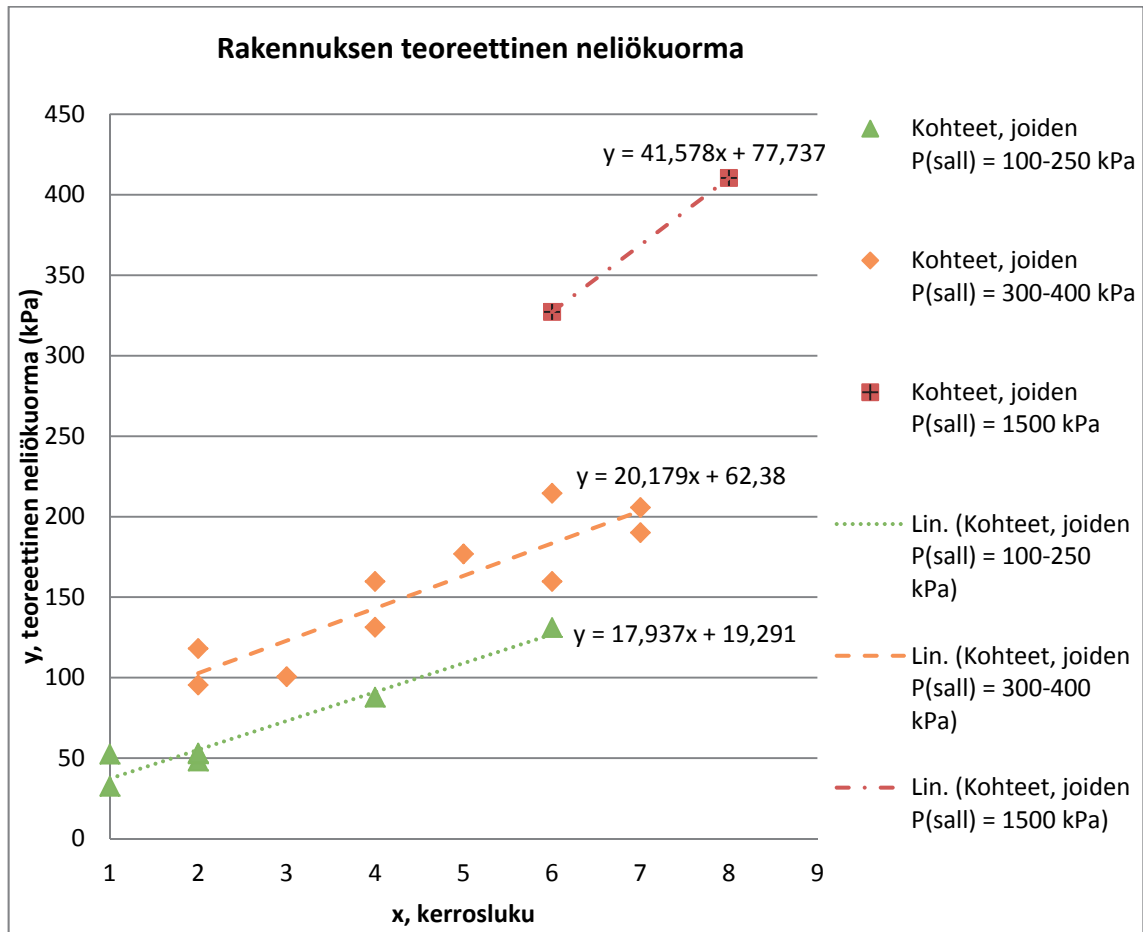


Kuva 6.18 Tutkittujen maanvaraisten rakennusten (19 kpl) teoreettiset neliökuormat kerrosluvun suhteen esitettynä

Kuvasta 6.18 nähdään, että teoreettinen kuorma kasvaa kerrosluvun suhteen, mutta pisteiden välillä ei ole selvää lineaarista yhteyttä. Tarkasteltiin vielä erikseen eri pohjapaineille mitoitetuja anturoita ryhmittelemällä kohteet sallitun pohjapaineen perusteella kolmeen ryhmään:

- maanvaraiset rakennukset, joiden $P_{sall} = 100 - 250$ kPa
- maanvaraiset rakennukset, joiden $P_{sall} = 300 - 400$ kPa
- kallionvaraiset rakennukset, joiden $P_{sall} = 1500$ kPa

Kohteiden teoreettiset neliökuormat ryhmiteltynä sallittujen pohjapaineiden perusteella on esitetty kuvassa 6.19.



Kuva 6.19 Tutkittujen maanvaraisten rakennusten (19 kpl) teoreettiset neliökuormat ryhmiteltynä sallittujen pohjapaineiden perusteella sekä pohjapaineryhmien lineaariset regressiosuorat

Kuvasta 6.19 nähdään, että pisteet sijoittuvat eri pohjapaineryhmille piirrettyjen regressiosuorien ympärille. Tulosten perusteella voitiin todeta rakennuksen teoreettinen neliökuorma oli suurempi suuremmilla sallituilla pohjapaineilla mitoitettaessa. Tätä voi selittää se, että kantaville maapohjille ja kalliolle perustettaessa ei hyödynnetä kaikkia pohjamaan sallimaa painetta, vaan perustusten todellinen pohjapaine jää merkittävästi sallitua painetta pienemmäksi, kun taas heikosti kantavilla maapohjilla perustusten todelliset pohjapaineet ovat lähempänä sallitun pohjapaineen arvoa.

Suhteellinen anturapinta-ala

Teoreettisen neliökuorman ja sallitun pohjapaineen perusteella voidaan takaisinlaskea rakennuksen suhteellinen anturapinta-ala. Takaisinlaskenta tehtiin viidelle eri pohjapaineelle: 100 kPa, 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa ja 1 500 kPa. Tulosten käsittelyä varten kuvassa 6.19 esitettyjen regressiosuorien kaavat pyöristettiin:

$$g_{rak,tr} = 18x + 19, \text{ kun } P_{sall} = 100 \text{ kPa tai } 200 \text{ kPa} \quad (6.3)$$

$$g_{rak,tr} = 20x + 62, \text{ kun } P_{sall} = 300 \text{ kPa tai } 400 \text{ kPa} \quad (6.4)$$

$$g_{rak,tr} = 42x + 78, \text{ kun } P_{sall} = 1500 \text{ kPa} \quad (6.5)$$

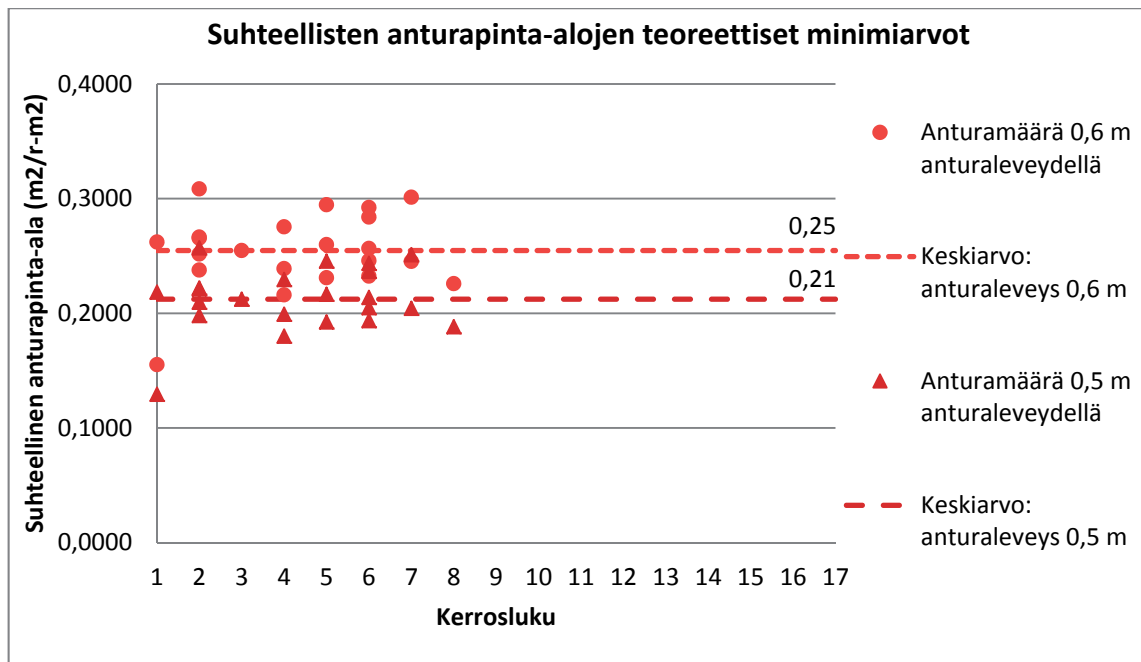
Kun yhdistettiin yhtälö 6.2 yhtälöiden 6.3, 6.4 ja 6.5 kanssa saatiin likimääräiset kaavat rakennuksen suhteelliselle anturapinta-alalle:

$$18x + 19 = \frac{A_{ant}}{A_{rak}} * p_{sall} \rightarrow \frac{A_{ant}}{A_{rak}} = \frac{18x+19}{p_{sall}}, \text{ kun } P_{sall} = 100 \text{ kPa tai } 200 \text{ kPa} \quad (6.6)$$

$$20x + 62 = \frac{A_{ant}}{A_{rak}} * p_{sall} \rightarrow \frac{A_{ant}}{A_{rak}} = \frac{20x+62}{p_{sall}}, \text{ kun } P_{sall} = 300 \text{ kPa tai } 400 \text{ kPa} \quad (6.7)$$

$$42x + 78 = \frac{A_{ant}}{A_{rak}} * p_{sall} \rightarrow \frac{A_{ant}}{A_{rak}} = \frac{42x+78}{p_{sall}}, \text{ kun } P_{sall} = 1500 \text{ kPa} \quad (6.8)$$

Seuraavaksi tutkittiin suhteellisen anturapinta-alan ääriarvoja. Anturoiden kokonaispinta-ala ei voi olla rakennuksen alaa suurempi, joten teoriassa suhteellisen anturapinta-alan maksimiarvo on 1. Tämä tarkoittaisi, että ääritapauksessa rakennuksen alapuolella olisi yhtenäinen anturalaatta. Tässä tutkimuksessa suhteellisen anturapinta-alan likimääräiseksi maksimiarvoksi asetettiin 0,9. Toisaalta anturamäärä ei voi myöskään pienentyä ”äärettömän” pieneksi, sillä anturoiden on asetettu pienimmät sallitut anturaleveydet. Tässä tutkimuksessa pienimmäksi minimianturaleveydeksi asetettiin 0,6 m maanvaraisien anturoiden osalta ja 0,5 m kallionvaraisten anturoiden osalta. Pienintä mahdollista suhteellista anturapinta-alaa tutkittiin kertomalla tutkittujen rakennusten perustussuunnitelmista mitatut anturajuoksumetrit minimianturaleveydellä ja suhteuttamalla tämä pinta-ala rakennuksen bruttopinta-alaan. Tulokset on esitetty kuvassa 6.20.



Kuva 6.20 Tutkituista kohteista (19 kpl) 0,5 m ja 0,6 m anturaleveyksillä lasketut suhteellisten anturapinta-alojen teoreettiset minimiarvot

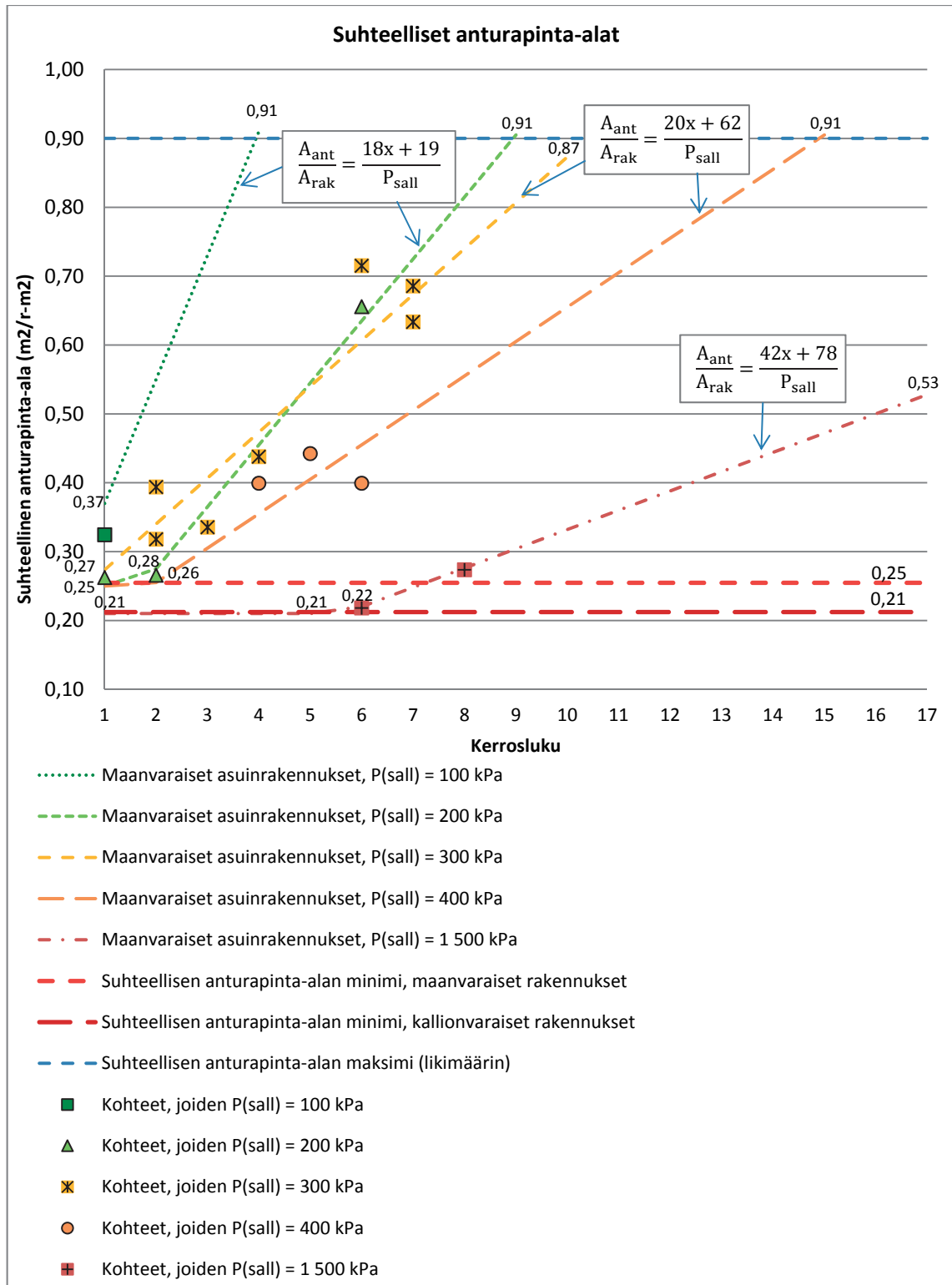
Anturaleveydellä 0,6 m lasketut teoreettiset minimiarvot suhteellisille anturapinta-aloille vaihtelivat välillä 0,16–0,31 ja niiden keskiarvo oli 0,25. Anturaleveydellä 0,5 m lasketut teoreettiset minimiarvot suhteellisille anturapinta-aloille vaihtelivat välillä 0,13–0,26 ja niiden keskiarvo oli 0,25. Tulosten perusteella Geokaavassa valittiin käytettävän suhteellisen anturapinta-alan minimiarvona 0,25 maanvaraisten rakennusten osalta ja 0,21 kallionvaraisten rakennusten osalta.

Yhtälöiden 6.3, 6.4 ja 6.5 sekä suhteellisten anturapinta-alojen ääriarvojen perusteella voitiin määrittää kullekin pohjapaineelle suurin mahdollinen kerrosluku ja sitä vastaava suhteellinen pinta-ala. Suurimmalla mahdollisella kerrosluvulla tarkoitetaan tässä kerroslukua, jolla suhteellinen anturapinta-ala ei ylitä maksimiarvoa. Toisaalta yhtälöiden (6.3, 6.4 ja 6.5) avulla voitiin myös määrittää ne kerrosluvut, joilla suhteellinen anturapinta-ala määräytyy minimiarvon perusteella. Nämä arvot on esitetty taulukossa 6.11.

Taulukko 6.11 Geokaavassa käytettävät suhteellisten anturapinta-alojen ääriarvot ja niitä vastaavat kerrosluvut

P_{sall} = 100-200 kPa	Sallittu pohjapaine, p _{sall}	Kerrosluku, x	Rakennuksen teoreettinen neliökuorma, y	Suhteellinen anturapinta-ala, A _{ant} / A _{rak}
y = 18x + 19	100	1	37	0,37
	100	4	91	0,91
	100	5	109	1,09
y _{min} = 0,25 * 200 = 50	200	1	50	0,25
y = 18x + 19	200	2	55	0,28
	200	9	181	0,91
	200	10	199	1,00
P_{sall} = 300-400 kPa	Sallittu pohjapaine, p _{sall}	Kerrosluku, x	Rakennuksen teoreettinen neliökuorma, y	Suhteellinen anturapinta-ala, A _{ant} / A _{rak}
y = 20x + 62	300	1	82	0,27
	300	10	262	0,87
	300	11	282	0,94
y _{min} = 0,25 * 400 = 100	400	1	100	0,25
y = 20x + 62	400	2	102	0,26
	400	14	342	0,86
	400	15	362	0,91
P_{sall} = 1500 kPa	Sallittu pohjapaine, p _{sall}	Kerrosluku, x	Rakennuksen teoreettinen neliökuorma, y	Suhteellinen anturapinta-ala, A _{ant} / A _{rak}
y _{min} = 0,21 * 1500 = 315	1500	1	315	0,21
	1500	5	315	0,21
y = 42x + 78	1500	6	330	0,22
	1500	17	792	0,53

Kuvassa 6.21 on esitetty edellä esitettyjen periaatteiden mukaisesti määritetyt suhteelliset anturapinta-alat kerrosluvun suhteen. Lisäksi kuvassa on esitetty tutkittujen kohteiden todelliset suhteelliset anturapinta-alat.



Kuva 6.21 Suhteellisen anturapinta-alan arviointi sallitun pohjapaineen ja kerrosluvun perusteella ja tutkittujen kohteiden (19 kpl) suhteelliset anturapinta-alat

Kuvasta 6.21 nähdään, että 200 kPa:n ja 300 kPa:n käyrät leikkaavat toisensa noin kerrosluvun 5 kohdalla, minkä ei teoriassa pitäisi olla mahdollista. Kuvasta voidaan kuitenkin havaita, että tutkittujen rakennusten suhteelliset anturapinta-alat eivät täysin noudata lineaarista mallia. Ristiriidat voivat johtua muun muassa perustusten mitoittamiseen vaikuttavista rakennuksen erityispiirteistä (rakennuksen muoto, kantavien väliseinien

sijoittelu tms.) tai muista mitoituksien ja perustusten suunnitteluun liittyvistä erityispiirteistä, joihin ei tässä tutkimuksessa perehdytä tarkemmin.

Jotta Geokaavan laskennassa ei olisi ristiriitoja pohjapaineiden ja anturapinta-alojen välillä, sovittiin 200 kPa:n kuvaajaa siten, että se sijoittui 100 kPa:n ja 300 kPa:n kuvaajien välille leikkaamatta kumpaakaan niistä. Suhteellisen anturapinta-alan minimiarvoksi 200 kPa:n sallitulla pohjapaineella laskettuna määritettiin 100 kPa:n ja 300 kPa:n sallittujen pohjapaineiden mukaisten minimiarvojen keskiarvo:

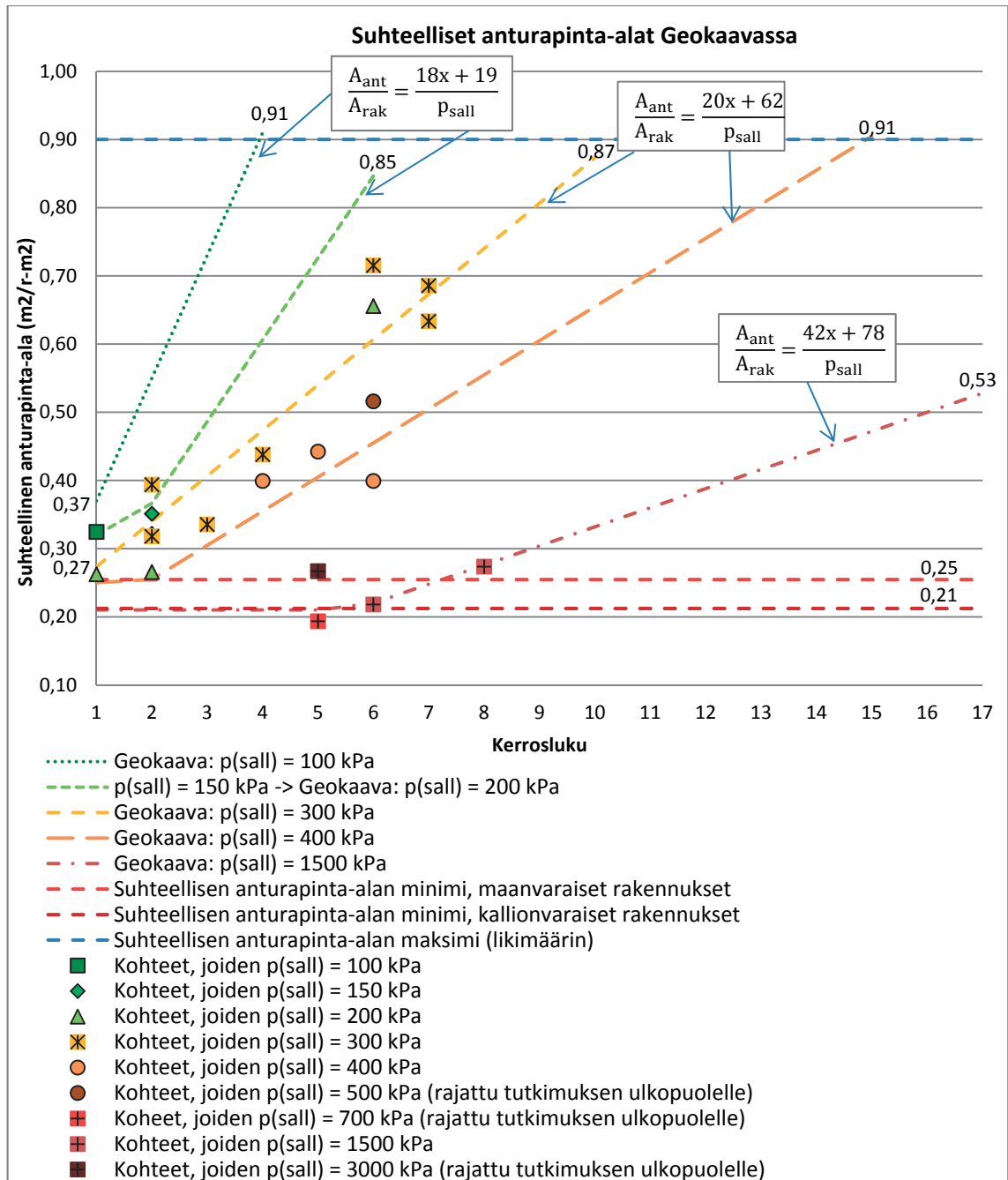
$$\frac{A_{ant,200\text{ kPa}}}{A_{rak}} \geq \frac{0,37+0,27}{2} = 0,32$$

Tarkasteltiin pohjapaineella 150 kPa määritettyjä suhteellisen pohjapaineen arvoja ja määritettiin kyseiselle pohjapaineelle suurin mahdollinen kerrosluku. Tulokset on esitetty taulukossa 6.12.

Taulukko 6.12 Suhteellisen anturapinta-alan ääriarvot 150 kPa:n sallitulla pohjapaineella ja arvoja vastaavat kerrosluvut

P(sall) = 150 kPa	Sallittu pohjapaine, P _{sall}	Kerrosluku, x	Rakennuksen teoreettinen neliökuorma, y	Suhteellinen anturapinta-ala, A _{ant} / A _{rak}
y _{min} = 0,32 * 150 = 48	150	1	48	0,32
y = 18x + 19	150	2	55	0,37
	150	6	127	0,85
	150	7	145	0,97

Kuvasta 6.22 nähdään, että sallitulla pohjapaineella 150 kPa laskettu suhteellisen anturapinta-alan kuvaaja sijoittuu 100 kPa:n ja 300 kPa:n kuvaajien välille, kun suhteellisen anturapinta-alan minimiarvoksi asetetaan 0,32 m²/r-m². Geokaavan laskennassa 200 kPa:n sallittua pohjapainetta vastaava suhteellisen anturapinta-alan kuvaaja on sovitettu kuvan 2.21 mukaisesti. Geokaavan laskennan mukaiset suhteelliset anturapinta-alat on esitetty kuvassa 6.22.



Kuva 6.22 Suhteellisten anturapinta-alojen määräytyminen sallitun pohjapaineen ja kerrosluvun perusteella Geokaavassa ja tutkittujen maanvaraisten rakennusten (19 kpl) suhteelliset anturapinta-alat

Geokaavassa pohjamaan laatu annetaan sallittuna pohjapaineena. Yleisiin suunnittelu-käytäntöihin perustuen pohjapaineet on valittu Geokaavaan seuraavasti:

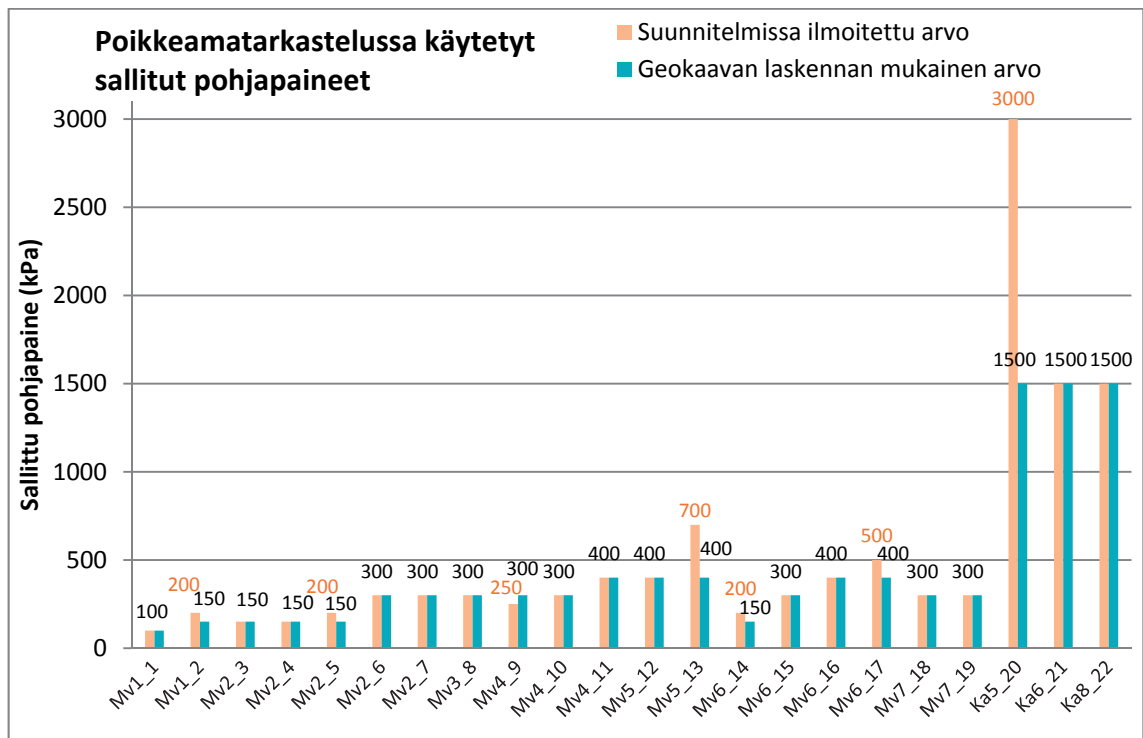
- savi/siltti (100 kPa)
- siltti/hiekka (200 kPa)
- hiekka/moreeni (300 kPa)
- murskearina kallion päällä (400 kPa)
- suoraan kalliolle perustettu (1 500 kPa)

Suhteellisten anturamäärien laskenta Geokaavassa tapahtuu kuvan 6.22 mukaisesti. Geokaavassa valittavana on siis sallitun pohjapaineen arvoksi 200 kPa, mutta laskenta tapahtuu 150 kPa perusteella.

6.5.2 Poikkeamatarkastelu

Suhteellisen anturapinta-alan ja anturoiden kokonaispinta-alojen poikkeamat ovat samat, sillä Geokaavan mukaiset kokonaisanturapinta-alat lasketaan kertomalla suhteellinen anturapinta-ala rakennuksen alalla ja toisaalta kohteiden suhteelliset pinta-alat on laskettu jakamalla kokonaisanturapinta-ala rakennuksen alalla. Poikkeamatarkastelua varten Geokaavan mukaiset anturoiden kokonaispinta-alat laskettiin edellä esitettyin laskentaperustein. Geokaavan mukaiset anturapinta-alat saatiin kertomalla pohjapaineen ja kerrosluvun perusteella määritetty suhteellinen anturapinta-ala (ks. kuva 6.22) rakennuksen bruttopinta-alalla.

Geokaavassa anturapinta-alojen laskenta tapahtuu viiden vaihtoehtoisen pohjapaineen perusteella: 100 kPa, 150 kPa, 300 kPa, 400 kPa ja 1 500 kPa. Poikkeamatarkastelussa on mukana myös kohteita, joiden sallitut pohjapaineet eivät kuulu Geokaavassa käytettyjen sallittujen pohjapaineiden joukkoon. Tällaisten kohteiden osalta poikkeamatarkastelussa kohteille valittiin Geokaavan mukaisista sallituista pohjapaineista arvo, joka on lähinnä perustussuunnitelmien mukaista sallitun pohjapaineen arvoa. Poikkeamatarkastelussa on mukana myös kohteet, jotka jätettiin tutkimuksen ulkopuolelle (kohteet Mv5_13, Mv6_17 ja Ka5_20). Kuvassa 6.23 on esitetty jokaisen poikkeamatarkastelussa mukana olleen kohteen Geokaavan laskennan mukainen sallittu pohjapaine sekä perustussuunnitelmassa ilmoitettu pohjapaine.



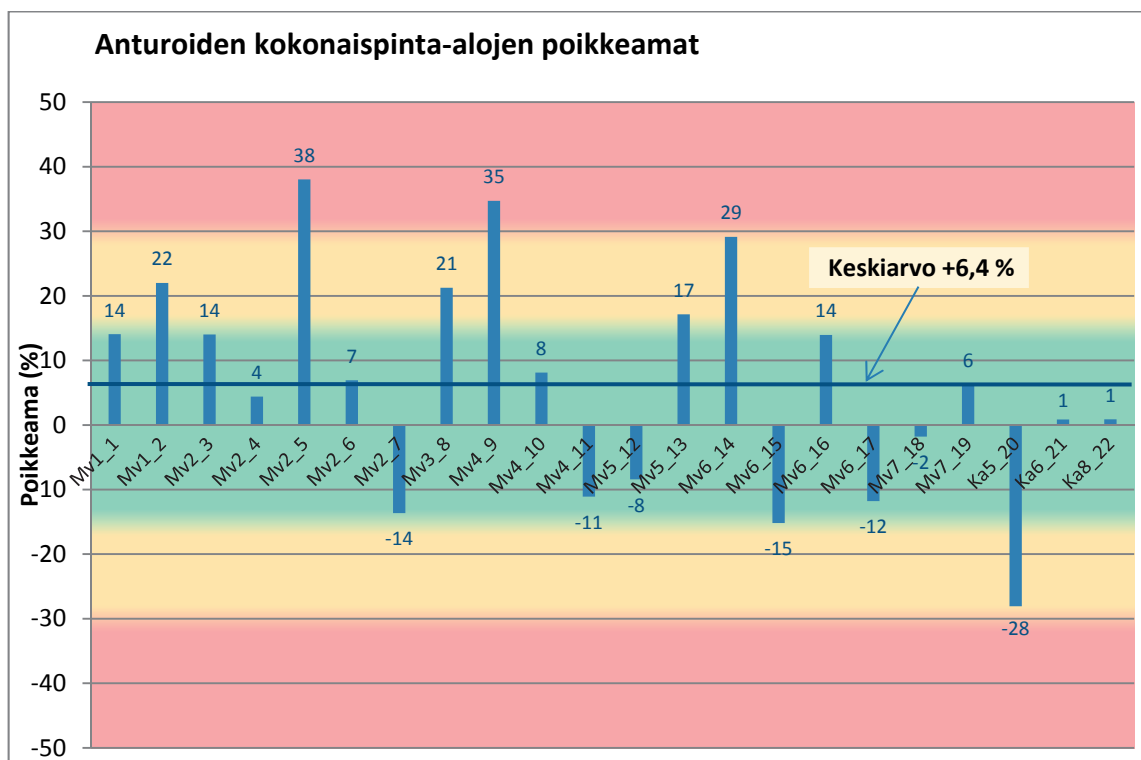
Kuva 6.23 Anturapinta-alojen poikkeamatarkastelussa käytetyt sallitut pohjapaineen arvot

Taulukossa 6.13 on jaoteltu kohteet maanvaraisten anturoiden kokonaispinta-alan poikkeaman suuruuden perusteella. 14 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 %, 6 kohteessa 15–30 % ja 2 kohteessa yli 30 %. Kohteiden, joiden anturoiden kokonaispinta-alan poikkeama on alle 15 %, osuus on 64 % kaikista kohteista.

Taulukko 6.13 Tutkittujen maan- ja kallionvaraisten rakennusten anturapinta-alojen poikkeamien suuruudet Geokaavan laskennan mukaisiin pinta-aloihin nähden

Maan- ja kallionvaraisten anturoiden kokonaispinta-alat		
Poikkeaman suuruus	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista
< 15 %	14	64
15–30 %	6	27
> 30 %	2	9

Kuvassa 6.24 on esitetty jokaisen kohteen poikkeamat erikseen. Anturoiden kokonaispinta-alan keskimääräinen poikkeama on +6,4 %.



Kuva 6.24 Tutkittujen maan- ja kallionvaraisten rakennusten (22 kpl) anturapinta-alojen poikkeamat Geokaavan laskennan mukaisiin pinta-aloihin nähden

Suurin poikkeama, +38 %, on maanvaraisesti perustetun 2-kerroksisen rakennuksen (Mv2_5) kokonaisanturapinta-alassa. Kuvan 6.24 perusteella tämän kohteen sallituksi pohjapaineeksi on perustussuunnitelmassa ilmoitettu 200 kPa ja Geokaavan laskenta tapahtuu 150 kPa:n perusteella, mikä saattaa selittää poikkeaman suuruutta. Suurin negatiivinen anturapinta-alan poikkeama on 5-kerroksisella kallionvaraisesti perustetulla rakennuksella (Ka5_20). Verrataan kohteita Ka5_20 ja Ka6_21. Kuvasta 6.23 nähdään,

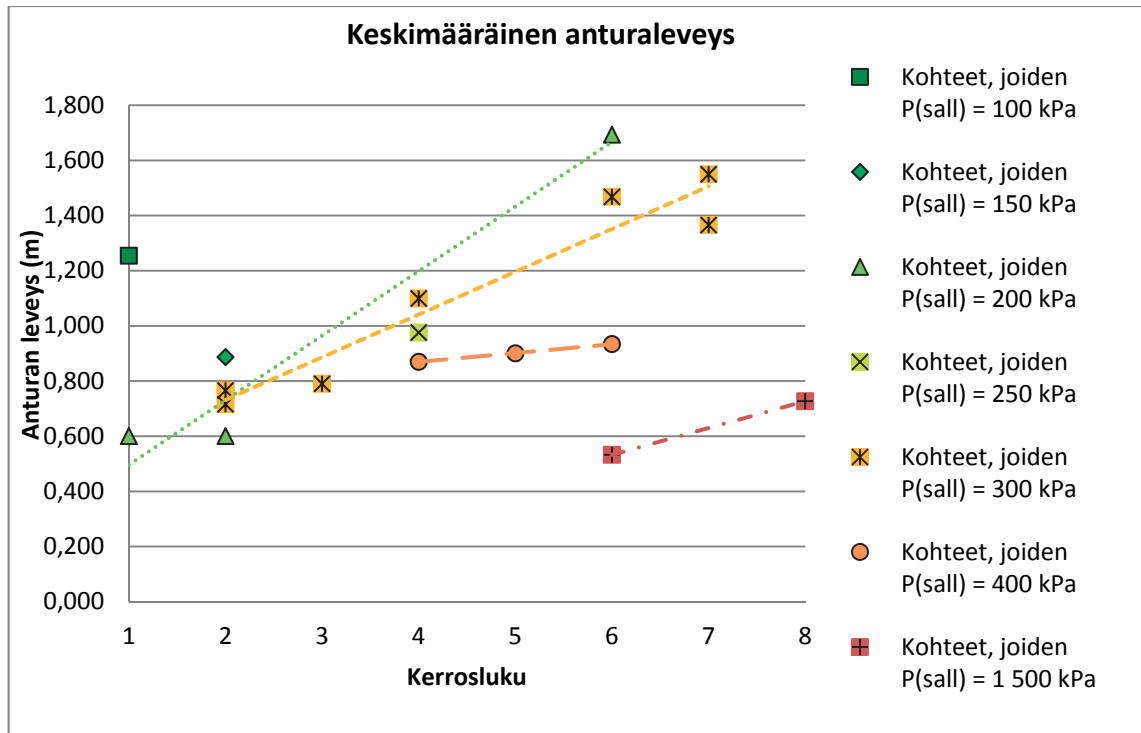
että rakennuksen Ka5_20 sallituksi pohjapaineeksi on perustussuunnitelmassa ilmoitettu 3 000 kPa ja rakennuksen Ka6_21 sallituksi pohjapaineeksi on ilmoitettu 1 500 kPa. Geokaavan mukainen laskenta-arvo on 1 500 kPa. Jos sallittua pohjapainetta pidetään maa- tai kallionpohjan kantavuutta kuvaavana parametrina ja oletetaan, että tietyllä kerrosluvulla anturapinta-ala pienenee maapohjan kantavuuden kasvaessa, kohteiden Ka5_20 ja Ka6_21 anturoiden kokonaispinta-alat ovat ristiriidassa keskenään. Kuten aiemmin luvussa 6.4.2 todettiin, rakennusten anturapinta-alat eivät täysin noudata teorian mukaista lineaarista mallia, vaan anturapinta-aloihin vaikuttavat mahdollisesti myös erilaiset mitoitusvaikutukset, joita ei tässä tutkimuksessa käsitellä.

6.6 Maan- ja kallionvaraisten anturoiden keskimääräiset leveydet

Geokaavassa rakennuksen anturaleveys vaikuttaa muun muassa ulkoseinälinjan anturamääriin ja rakennuspohjan ulkoseinälinjan täyttömääriin (routaeriste, salaojatäyttö). Tutkimusta varten maan- ja kallionvaraisten anturoiden keskimääräiset anturaleveydet mitattiin 22 kohteen perustussuunnitelmista. Tutkimuksen ulkopuolelle kuitenkin rajattiin sellaiset maanvaraiset kohteet, joiden perustussuunnitelmassa ilmoitettu sallitun pohjapaineen arvo oli yli 400 kPa (yhteensä 2 kpl) ja sellaiset kallionvaraiset kohteet, joiden sallitun pohjapaineen arvoksi oli perustussuunnitelmassa ilmoitettu yli 1 500 kPa (yhteensä 1 kpl). Tutkimuksessa mukana olevien maanvaraisten kohteiden perustussuunnitelmissa ilmoitetut sallitut pohjapaineet vaihtelivat siis välillä 100–400 kPa ja suoraan kallion varaan perustettuja rakennusten perustusten pohjapaineena oli perustussuunnitelmien mukaan käytetty 1 500 kPa.

6.6.1 Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan

Oletettiin, että anturaleveys riippuu rakennukselta perustuksille välittyvistä kuormista sekä pohjamaan kantavuudesta (tässä perustusten sallitusta pohjapaineesta). Anturaleveyksiä tutkittiin edellä mainittujen tekijöiden suhteen. Kuvassa 6.25 on esitetty kohteiden keskimääräiset anturaleveydet kerrosluvun ja sallitun pohjapaineen suhteen.



Kuva 6.25 Tutkittujen rakennusten (22 kpl) maanvaraisten anturoiden keskimääräiset leveydet kerrosluvun suhteen ja lineaariset regressiosuorat pohjapaineille 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa ja 1500 kPa

Pisteet sijoittuvat kaavioon hyvin samankaltaisesti kuin suhteelliset anturapinta-alat luvun 6.5.1 kuvassa 6.17. Jos sallitun pohjapaineen oletetaan kuvaavan pohjamaan kantavuutta, teoriassa suuremmalle pohjapaineelle mitoitetujen anturoiden leveys tulisi aina tietyllä kerrosluvulla olla pienempi kuin pienemmälle pohjapaineelle mitoitetujen anturoiden leveys. Kuitenkin esimerkiksi tutkittujen 2-kerroksisten rakennusten osalta 300 kPa:n pohjapaineelle mitoitetun anturan leveys oli suurempi kuin 200 kPa:n pohjapaineelle mitoitetun anturan leveys.

Teoreettinen seinäkuorma

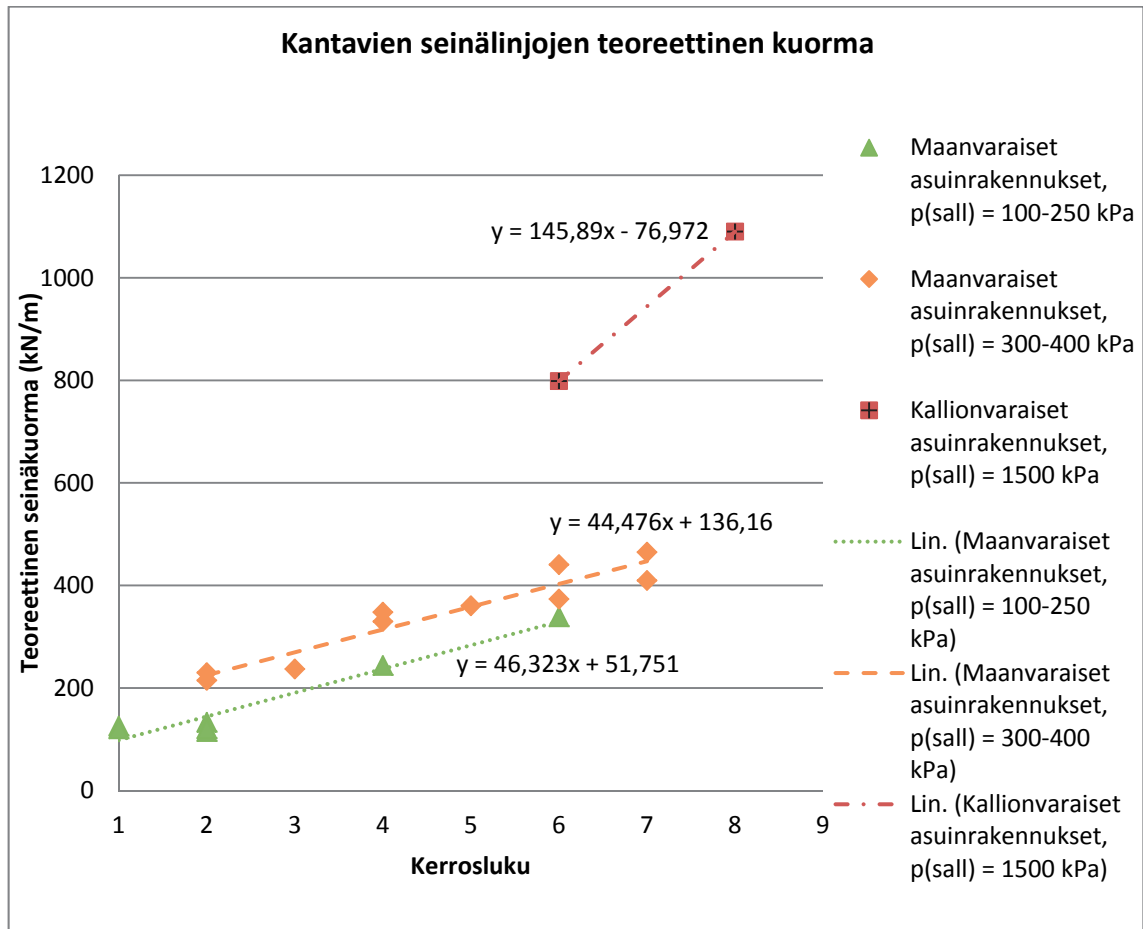
Anturan keskimääräistä leveyttä tutkittiin vastaavalla periaatteella kuin suhteellista anturapinta-alaa. Jotta eri pohjapaineille mitoitetujen anturoiden leveyksiä voitiin vertailla keskenään, kerrottiin anturaleveys sallitulla pohjapaineella, jolloin saatiin kantavien seinälinjojen keskimääräisen kuorman teoreettinen arvo. Tässä työssä kyseiselle parametrille on käytetty nimitystä rakennuksen teoreettinen seinäkuorma, $q_{seinä,tr}$, ja se voidaan siis laskea kaavasta:

$$q_{seinä,tr} = B_{a,keskim} * p_{sall} \quad (6.6)$$

Teoreettisia seinäkuormia tarkasteltiin samalla periaatteella kuin teoreettisia neliökuormia, eli kohteet ryhmitettiin sallitun pohjapaineen perusteella kolmeen ryhmään:

- maanvaraiset rakennukset, joiden $p_{sall} = 100 - 250$ kPa
- maanvaraiset rakennukset, joiden $p_{sall} = 300 - 400$ kPa
- kallionvaraiset rakennukset, joiden $p_{sall} = 1500$ kPa

Kohteiden teoreettiset seinäkuormat ryhmiteltynä sallittujen pohjapaineiden perusteella on esitetty kuvassa 6.26.



Kuva 6.26 Tutkittujen rakennusten (22 kpl) kantavien seinälinjojen teoreettiset kuormat kerrosluvun suhteen: tulokset ryhmiteltynä sallitun pohjapaineen perusteella

Kuvasta 6.26 nähdään, että pisteet sijoittuvat eri pohjapaineryhmille piirrettyjen regressiosuorien ympärille. Kuvasta 6.26 voidaan havaita, että tutkittujen rakennusten teoreettinen seinäkuorma on suurempi suuremmilla sallituilla pohjapaineilla mitoitettaessa. Vastaava havainto tehtiin myös rakennuksen teoreettisten neliökuormien osalta ja todettiin, että ero voi johtua siitä, että kantaville maapohjille ja kalliolle perustettaessa ei hyödynnetä kaikkia pohjamaan sallimaa pohjapainetta, jolloin perustusten alapuolinen todellinen paine jää sallittua pohjapainetta merkittävästi pienemmäksi (ks. luku 6.5.2).

Keskimääräinen anturaleveys

Rakennuksen keskimääräinen anturaleveys voidaan takaisinlaskea kerrosluvun ja sallitun pohjapaineen perusteella kuvassa 6.26 esitettyjä kaavoja käyttäen. Keskimääräistä anturaleveyttä tutkittiin samoilla sallittujen pohjapaineiden arvoilla kuin millä Geokaa-vassa lasketaan suhteelliset anturapinta-alat (ks. luku 6.5.2 s. 69). Tarkasteltavat sallitut pohjapaineet ovat: 100 kPa, 150 kPa, 300 kPa, 400 kPa ja 1 500 kPa. Tulosten käsittelyä varten kuvassa 6.26 esitettyjen regressiosuorien kaavat pyöristettiin ja teoreettisen seinäkuorman, $q_{seinä,tr}$, laskentakaavoiksi saatiin:

$$q_{seinä,tr} = 46x + 52, \text{ kun } p_{sall} = 100 - 200 \text{ kPa} \quad (6.7)$$

$$q_{seinä,tr} = 45x + 136, \text{ kun } p_{sall} = 300 - 400 \text{ kPa} \quad (6.8)$$

$$q_{seinä,tr} = 146x - 77, \text{ kun } p_{sall} = 1500 \text{ kPa} \quad (6.9)$$

Kun yhtälö 6.6 yhdistettiin yhtälöiden 6.7, 6.8 ja 6.9 kanssa, saatiin likimääräiset kaavat keskimääräisille anturaleveyksille:

$$46x + 52 = B_{a,keskim} * P_{sall} \rightarrow B_{a,keskim} = \frac{46x+52}{P_{sall}}, \quad (6.10)$$

kun $p_{sall} = 100 \text{ kPa}$

$$45x + 136 = B_{a,keskim} * P_{sall} \rightarrow B_{a,keskim} = \frac{45x+136}{P_{sall}}, \quad (6.11)$$

kun $p_{sall} = 300 - 400 \text{ kPa}$

$$146x - 77 = B_{a,keskim} * P_{sall} \rightarrow B_{a,keskim} = \frac{146x-77}{P_{sall}}, \quad (6.12)$$

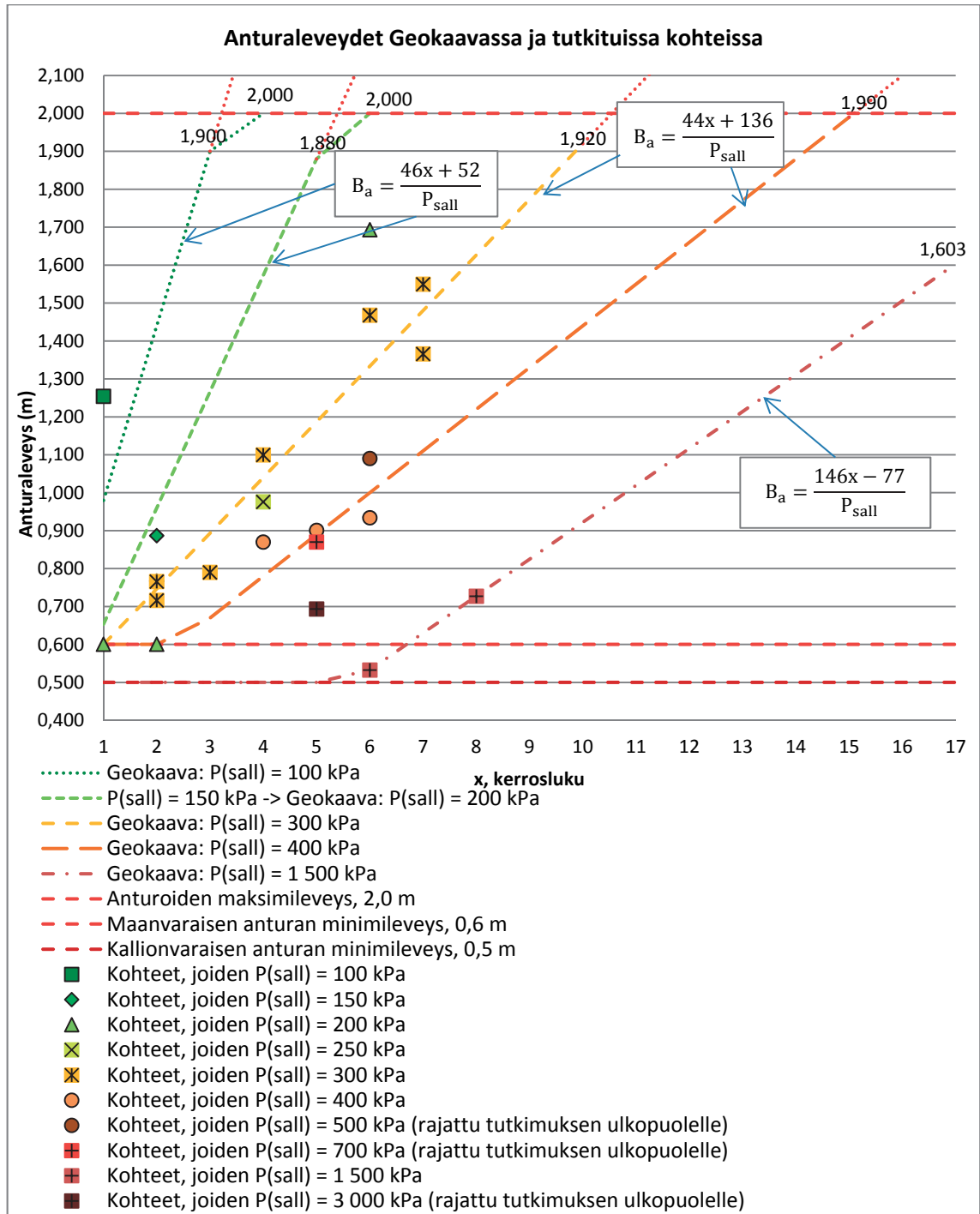
kun $P_{sall} = 1500 \text{ kPa}$

Geokaavassa keskimääräisen anturaleveyden minimiarvona käytetään maanvaraisille anturoille 0,6 m ja kallionvaraisille anturoille 0,5 m ja anturaleveyden maksimiarvona käytetään 2,0 m. Kullekin sallitulle pohjapaineelle on määritetty suurin mahdollinen kerrosluku suhteellisen anturapinta-alan maksimiarvon mukaan (ks. taulukko 6.14). Mikäli kaava (6.10, 6.11 tai 6.12) antaa kerroslukua vastaavaksi anturaleveydeksi yli 2,0 m, käytetään maksimianturaleveyttä 2,0 m. Tulokset on esitetty taulukossa 6.14.

Taulukko 6.14 Keskimääräisen anturaleveyden ääriarvot Geokaavassa

P_{sall} = 100 kPa	Sallittu pohjapaine, P _{sall}	Kerrosuku, x	Teoreettinen seinäkuorma, y	Keskimääräinen anturaleveys, B _a (m):
y = 46x + 52	100	1	98	0,980
	100	3	190	1,900
y _{max} = 2m * 100 kPa = 200	100	4	200	2,000
y = 46x + 52	150	1	98	0,653
	150	5	282	1,880
y _{max} = 2m * 150 kPa = 300	150	6	300	2,000
P_{sall} = 300-400 kPa	Sallittu pohjapaine, P _{sall}	Kerrosuku, x	Teoreettinen seinäkuorma, y	Keskimääräinen anturaleveys, B _a (m):
y = 44x + 136	300	1	180	0,600
	300	10	576	1,920
y _{min} = 0,6m * 400kPa = 240	400	1	240	0,600
	400	2	240	0,600
y = 44x + 136	400	3	268	0,670
	400	15	796	1,990
P_{sall} = 1500 kPa	Sallittu pohjapaine, P _{sall}	Kerrosuku, x	Teoreettinen seinäkuorma, y	Keskimääräinen anturaleveys, B _a (m):
y _{min} = 0,5m * 1500kPa = 750	1500	1	750	0,500
	1500	5	750	0,500
	1500	6	799	0,533
y = 146x - 77	1500	17	2405	1,603

Kuvassa 6.27 on esitetty edellä kuvattujen periaatteiden mukaisesti määritetyt keskimääräiset anturaleveydet kerrosluvun suhteen. Lisäksi kuvassa on esitetty tutkimuksessa mukana olleiden sekä tutkimuksen ulkopuolelle rajattujen kohteiden keskimääräiset anturaleveydet.



Kuva 6.27 Keskimääräiset anturaleveydet Geokaavassa ja tutkituissa kohteissa (22 kpl)

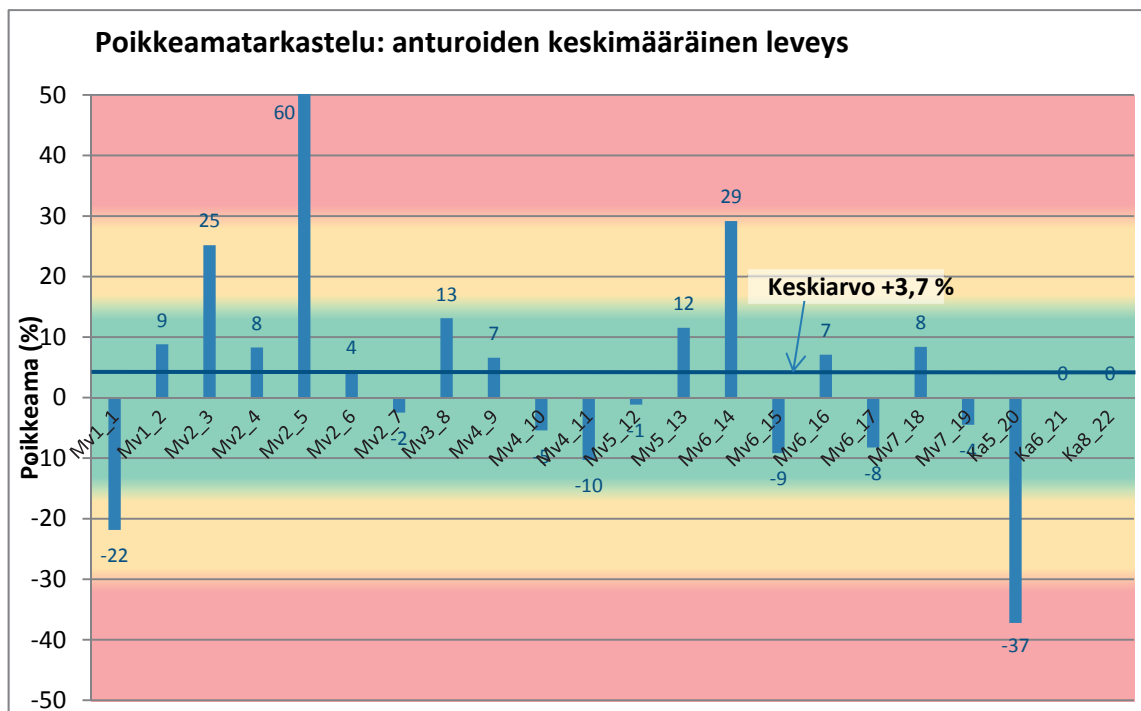
6.6.2 Poikkeamatarkastelu

Taulukossa 6.15 on jaoteltu kohteet maanvaraisten anturoiden keskimääräisen leveyden poikkeaman suuruuden perusteella. 17 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 %, 2 kohteessa 15–30 % ja 3 kohteessa yli 30 %. Kohteiden, joiden anturoiden keskimääräisen leveyden poikkeama on alle 15 %, osuus on 77 % kaikista kohteista.

Taulukko 6.15 Tutkittujen maan- ja kallionvaraisten rakennusten anturaleveyksien poikkeamien suuruudet Geokaavan laskennan mukaisiin pinta-aloihin nähden

Poikkeaman suuruus	Anturoiden keskimääräinen leveys	
	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista
< 15 %	17	77
15–30 %	2	9
> 30 %	3	14

Kuvassa 6.28 on esitetty jokaisen kohteen poikkeamat erikseen. Keskimääräisten anturaleveyksien keskimääräinen poikkeama on +3,7 %.



Kuva 6.28 Tutkittujen maan- ja kallionvaraisten rakennusten (22 kpl) anturaleveyksien poikkeamat Geokaavan laskennan mukaisiin leveyksiin nähden

Kun verrataan anturaleveyksien poikkeamia (kuva 6.28) ja anturapinta-alojen poikkeamia (luku 6.5.2 kuva 6.24) keskenään, huomataan että suurimmat poikkeamat sijoittuvat samojen kohteiden kohdille; suurin poikkeama on kohteella Mv2_5 ja suurin negatiivinen poikkeama on kohteella Ka5_20. Kohteen Mv2_5 anturaleveyden poikkeama, +60 %, selittyy osittain sillä, että Geokaavan mukainen sallittu pohjapaine on pienempi kuin kohteen suunnitelmissa ilmoitettu pohjapaine (kuva 6.23). Poikkeamien suuruuteen saattaa vaikuttaa myös perustusten mitoittamiseen liittyvät rakennusten erityispiirteet, joihin ei tässä tutkimuksessa perehdytä tarkemmin.

6.7 Paalut ja paalumäärät

Paalumäärät laskettiin 17 kohteen perustussuunnitelmista. Kohteet olivat pääasiassa 1-7-kerroksisia, mutta mukana tutkimuksessa oli myös yksi 17-kerroksinen rakennus. Kaikista tutkituista kohteista määritettiin erikseen ulkoseinälinjan paalujen lukumäärä sekä rakennuksen sisäpuolisten paalujen lukumäärä. Perustussuunnitelmista selvitettiin myös paalutyypit ja paalukoot. Ulkoseinälinjan paalumääriä tutkittiin suhteessa rakennuksen ulkopiiriin ja rakennuksen sisäpuolisten paalujen lukumääriä suhteessa rakennuksen pinta-alaan. Työssä ulkoseinälinjan suhteellisella paalumäärällä tarkoitetaan ulkoseinälinjan paalumäärän suhdetta rakennuksen ulkopiiriin ja rakennuksen sisäpuolisella suhteellisella paalumäärällä tarkoitetaan puolestaan rakennuksen sisäpuolisten paalujen lukumäärää suhteessa rakennuksen alaan. Taulukossa 6.16 on esitetty paalutyypit ja paalukoot kohteittain.

Taulukko 6.16 Tutkittujen kohteiden (17 kpl) paalutyypit ja paalukoot

Kohde	Paalutyyppi	Paalun sivumitta/ halkaisija (mm)
Pp1_23	teräsbetonipaalut	250
Pp1_24	teräsbetonipaalut	250
Pp2_25	teräsbetonipaalut	300
	teräsputki- ja paalut RR 160/10	160
Pp2_26	teräsputki- ja paalut RR 170/12,5	170
Pp2_27	teräsbetonipaalut	300
Pp4_28	teräsbetonipaalut	300
Pp4_29	teräsbetonipaalut	300
	kaivonrenkas	>600
Pp5_30	teräsbetonipaalut	350
Pp5_31	teräsbetonipaalut	300
Pp5_32	betonoidut teräsputki- ja paalut RR500/12,5	500
Pp6_33	teräsbetonipaalut	300
Pp6_34	teräsbetonipaalut	300
Pp6_35	teräsporapaalut RD140/10	140
Pp7_36	teräsbetonipaalut	300
	teräsputki- ja paalut RR170/12,5	170
Pp7_37	teräsbetonipaalut	300
	teräsporapaalut RD170/10	170
Pp7_38	teräsputki- ja paalut RD170/10	170
	teräsputki- ja paalut RR170/10	170
Pp17_39	teräsbetonipaalut	350
	teräsputki- ja paalut RR 508/12,5 (vinopaalut)	508

Kuten taulukosta 6.16 nähdään, yhteensä 6 kohteessa oli useampi kuin yksi paalutyyppi. Kohteiden Pp4_29, Pp7_36, Pp7_37 ja Pp7_38 osalta pystyttiin rakennuksen ala ja ulkopiiri jakamaan määrälaskentaa varten paalutyypeittäin. Kohde Pp2_25 oli muilta osin teräsbetonipaaluilla perustettu, mutta ulkoseinälinjan yksi sivu oli perustettu teräsputki- ja paaluilla, joten vain ulkopiiri jaettiin paalutyypeittäin. Kohde Pp17_39 oli pääosin perustettu teräsbetonipaaluilla, mutta osa ulkoseinälinjan teräsbetonipaaluista oli ”korvattu” vinopaaluilla, joiden paalutyyppi oli teräsputki- ja paalu. Rakennuksen alaa tai ulkopiiriä

riä ei siis pystytty jakamaan paalutyypeittäin, vaan kohteen paalutyypinä käytetään tutkimuksessa teräsbetonipaalua.

Tässä tutkimuksessa tutkitaan vain paalujen lukumääriä huomioimatta paaluperustusten mitoittamiseen liittyviä erityispiirteitä, kuten paalutusluokkia ja niihin perustuvia sallittuja paalukuormia.

6.7.1 Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan

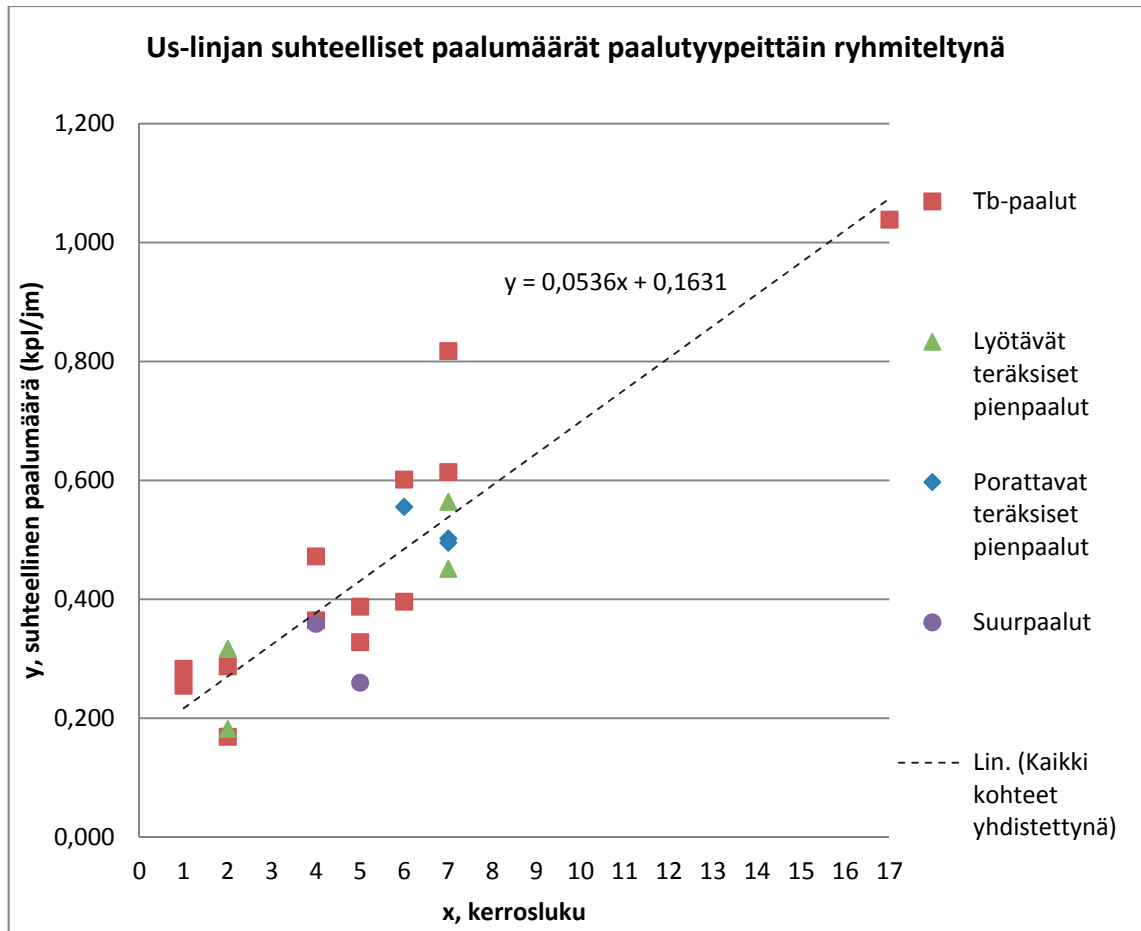
Paalutyypit ja paalukoot

Kuten taulukosta 6.16 nähdään, tutkituissa kohteissa esiintyi pääasiassa teräsbetoni- ja teräsputkipaaluja. Yksi kohde oli osittain perustettu kaivonrengasperustuksella. Ensin tutkitaan paalutyypin vaikutusta paalumääriin jaottelemalla kohteet paalutyypin perusteella neljään ryhmään:

- teräsbetonipaalut
- lyötävät pienpaalut
- porattavat pienpaalut
- suurpaalut

Teräsbetonipaaluja oli yhteensä 13 kohteessa ja niiden sivumitta vaihteli välillä 250–350 mm. Pienpaaluiksi luokitellaan tässä halkaisijaltaan alle 300 mm suuret teräsputkipaalut, joita oli yhteensä 7 kohteessa. Pienpaalujen halkaisijat vaihtelivat välillä 140–170 mm. Suurpaaluiksi luokitellaan halkaisijaltaan yli 300 mm suuret paalut lukuun ottamatta sivumitaltaan yli 300 mm suuria teräsbetonipaaluja. Suurpaaluja oli yhteensä 3 kohteessa, mutta yhden kohteen suurpaalujen lukumäärää ei pystytty tarkastelemaan rakennuksen ulkopiiriin tai rakennuksen alan suhteen (Pp17_39). Suurpaaluilla perustetuista kohteista kahden rakennuksen suurpaalut olivat teräsputkipaaluja ja yhdessä rakennuksessa oli kaivonrengasperustus, joka tässä tutkimuksessa on luokiteltu suurpaaluperustukseksi.

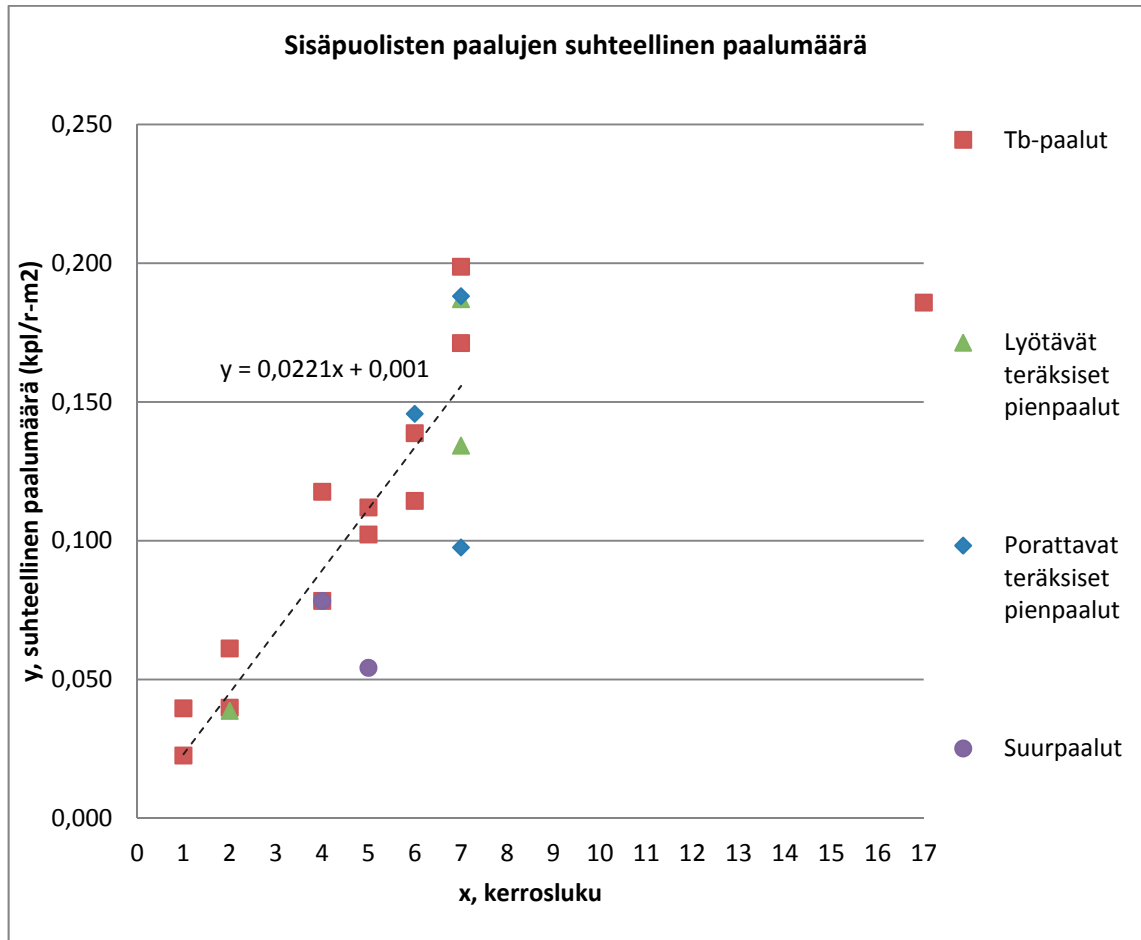
Kuvassa 6.29 on esitetty ulkoseinälinjan suhteelliset paalumäärät kerrosluvun suhteen ja paalutyypeittäin ryhmiteltynä. Kahta paalutyyppiä sisältävät kohteet on esitetty kuvassa kahtena erillisenä pisteenä.



Kuva 6.29 Tutkittujen kohteiden (23 kpl) ulkoseinälinjan suhteellinen paalumäärä kerrosluvun suhteen ja paalutyypin mukaan ryhmiteltynä sekä kaikkia pisteitä kuvaava regressiosuora

Tässä arvioitiin vain paalutyypin vaikutusta ulkoseinälinjan suhteelliseen paalumäärään; suhteellisen paalumäärän ja kerrosluvun suhdetta on tutkittu edempänä (ks. s. 85 Ulkoseinälinjan suhteellinen paalumäärä). Kuvasta 6.29 voidaan havaita, että lähes kaikki pisteet sijoittuvat lähelle regressiosuoraa. Kuvasta 6.29 nähdään, että kaksi pistettä erottuu merkittävästi perusjoukosta. Nämä ovat 7-kerroksinen teräsbetonipaaluilla perustettu rakennus ja 5-kerroksinen suurpaaluilla perustettu rakennus. Tutkimuksen perusteella on vaikea arvioida, miksi teräsbetonipaaluilla perustettu kohde erottuu selvästi perusjoukosta, sillä muut teräsbetonipaaluukohteet sijoittuvat regressiosuoran ympärille. Tutkimuksessa oletettiin, että kyseisen kohteen poikkeuksellisen suuri ulkoseinälinjan suhteellinen paalumäärä liittyy paalujen mitoittamiseen vaikuttavista rakennuksen erityispiirteistä, joita ei tässä tutkimuksessa huomioida. Taulukon 6.16 perusteella merkittävästi regressiosuoran alapuolelle sijoittuva 5-kerroksisen suurpaalukohde oli perustettu halkaisijaltaan 500 mm betonoiduilla teräsputkipaaluilla. Kohteen pienehköä suhteellista paalumäärää selittänee muihin kohteisiin verrattuna poikkeuksellisen suuret paalut. Yhden kohteen perusteella ei kuitenkaan pystytä tekemään tarkempia johtopäätöksiä kyseisen paalutyypin vaikutuksesta paalumääriin. Tutkimustulosten perusteella paalutyypillä ei ole merkittävää vaikutusta rakennuksen ulkoseinälinjan paalumääriin.

Kuvassa 6.30 on esitetty rakennuksen sisäpuoliset suhteelliset paalumäärät kerrosluvun suhteen ja paalutyypeittäin ryhmiteltynä. Kahta paalutyyppiä sisältävät kohteet on esitetty kuvassa kahtena erillisenä pisteenä.



Kuva 6.30 Tutkittujen rakennusten (20 kpl) sisäpuolisten paalujen suhteellinen paalumäärä kerrosluvun ja paalutyyppien suhteen sekä kaikkia 1-7-kerroksisten kohteiden pisteitä kuvaava regressiosuora

Tässä arvioitiin vain paalutyyppien vaikutusta rakennuksen sisäpuoliseen suhteelliseen paalumäärään; kerrosluvun ja suhteellisen paalumäärän suhdetta on tutkittu edempänä (ks. s. 86 Rakennuksen sisäpuolinen suhteellinen paalumäärä). Kun tarkastellaan 1-7-kerroksisten rakennusten sisäpuolisten paalujen suhteellisia määriä, kuvasta 6.30 voidaan havaita, että lähes kaikki pisteet sijoittuvat regressiosuoran lähetyville. Kuvasta voidaan kuitenkin havaita, että kaksi pistettä sijoittuu merkittävästi regressiosuoran alapuolelle. Nämä ovat 7-kerroksinen rakennus, jonka paalutyyppi on porattava pienpaalu sekä 5-kerroksinen rakennus, jonka paalutyyppi on suurpaalu. Edellä havaittiin, että myös kyseisen 5-kerroksisen suurpaalukohteen ulkoseinälinjan suhteellinen paalumäärä oli pieni muihin pisteisiin verrattuna ja sen todettiin selittyvän sillä, että kohteen paalukoko on poikkeuksellisen suuri muiden kohteiden paaluihin verrattuna. 7-kerroksisen porapaalukohteen pientä suhteellista paalumäärää on vaikea selittää tulosten perusteella, sillä muut pienporapaalukohteet sijoittuvat regressiosuoran yläpuolelle. Tutkimuksessa oletettiin, että rakennuksessa on erityispiirteitä, jotka vaikuttavat paalumääriin.

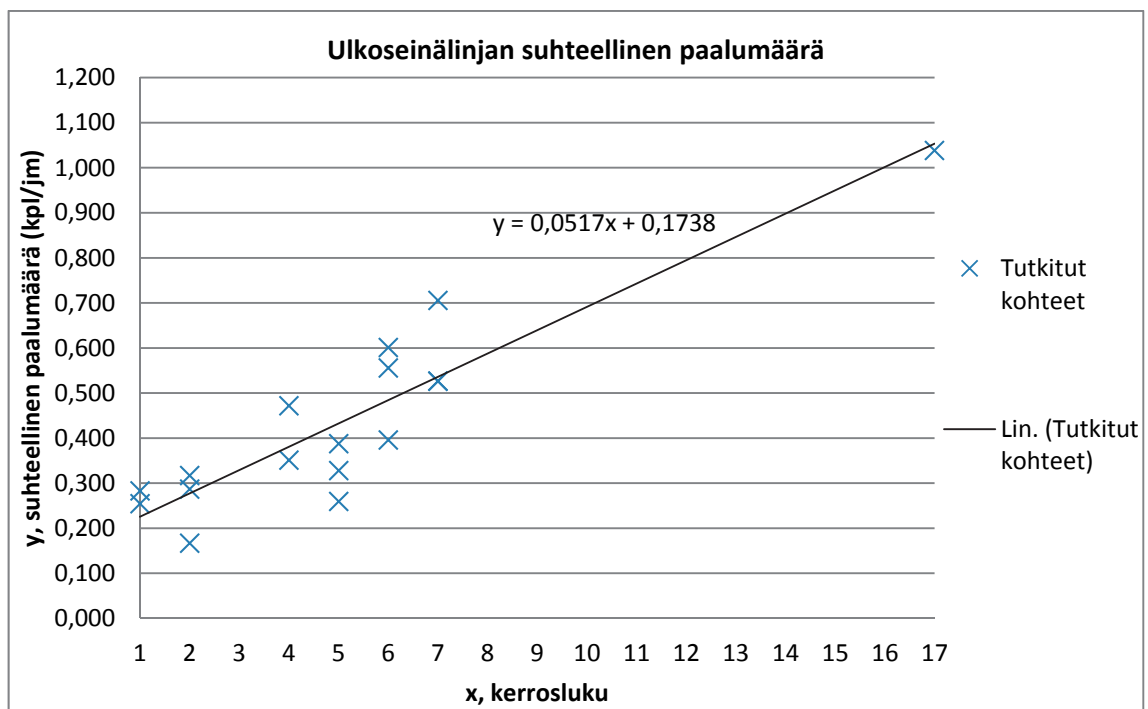
Tulosten perusteella voidaan todeta, että paalutyypillä ei ole merkittävää vaikutusta paalumääriin etenkin teräsbetonipaalujen ja pienpaalujen osalta. Suurpaaluilla voidaan todeta olevan pienentävä vaikutus paalumääriin, mutta tarkempia johtopäätöksiä ei pystytä tekemään tutkimuskohteiden vähäisyyden vuoksi. Tulosten analysoinnissa kohteita ei jaotella paalutyypeittäin. Geokaavassa käyttäjä voi valita paalutyyppiä jonkun seuraavista:

- teräsbetonipaalut
- lyötävät teräspalkkipaalut
- porapaalut

Geokaavassa käytettävät paalukoot on valittu tutkittujen kohteiden paalukokojen perusteella. Teräspalkkipaalujen paalukoko on 170 mm ja teräsbetonipaalujen paalukoko on kerrosluvusta riippuen joko 300x300 mm² tai 350x350 mm². Kerroslukujako on esitetty luvun 6.9.1 taulukossa 6.21.

Ulkoseinälinjan suhteellinen paalumäärä

Ulkoseinälinjan suhteellista paalumäärää tutkittiin kerrosluvun suhteen. Kuvassa 6.31 on esitetty tutkittujen rakennusten ulkoseinälinjan suhteelliset paalumäärät, niille piirretty lineaarinen regressiosuora sekä suoran yhtälö.

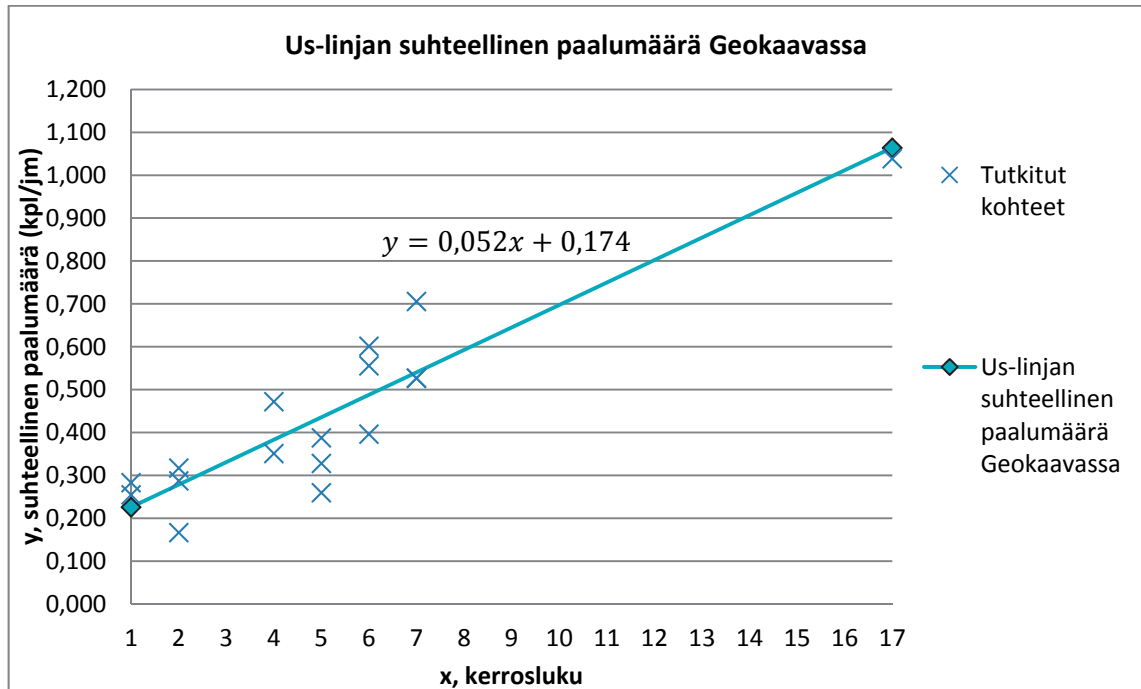


Kuva 6.31 Tutkittujen rakennusten (17 kpl) ulkoseinälinjojen suhteelliset paalumäärät

Ulkoseinälinjan suhteellisen paalumäärän pienin arvo oli 2-kerroksisen rakennuksen 0,167 kpl/jm ja suurin arvo oli 17-kerroksisen rakennuksen 1,038 kpl/jm. Suhteellisen paalumäärän ja kerrosluvun välillä voitiin havaita lineaarinen yhteys. Geokaavaa varten yhtälön termit pyöristettiin tuhannesosien tarkkuudella ylöspäin, ja ulkoseinälinjan suhteellisen paalumäärän yhtälöksi saatiin:

$$y = 0,052x + 0,174$$

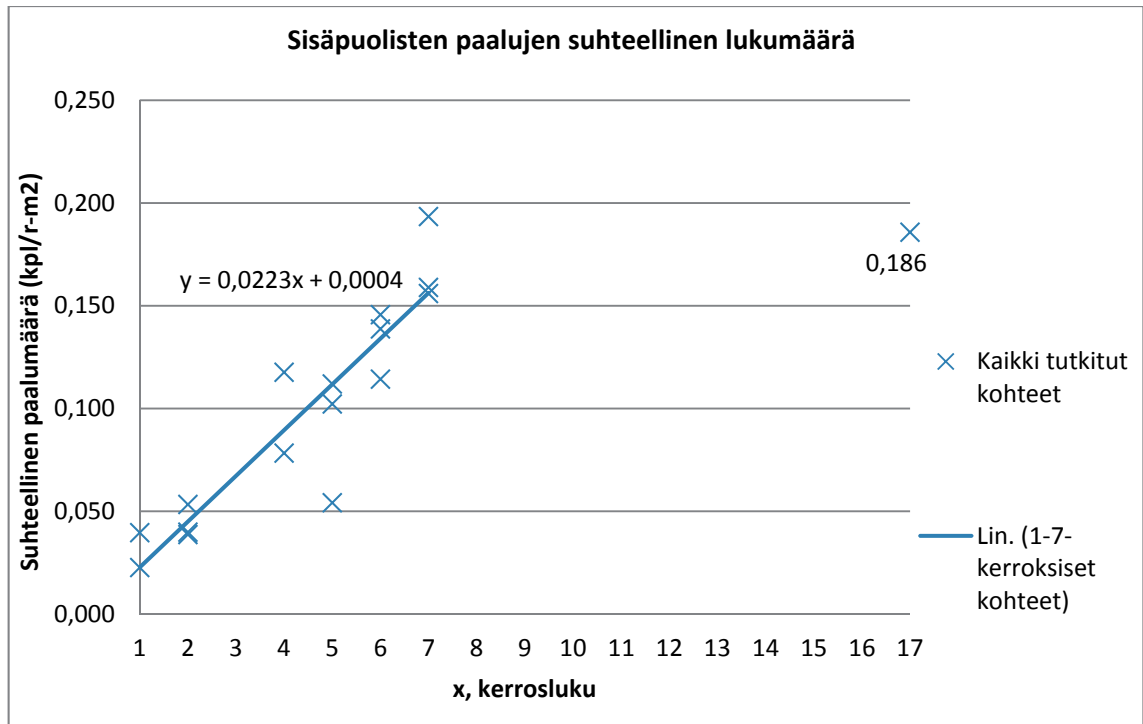
Yhtälössä y on ulkoseinälinjan suhteellinen anturamäärä ja x on rakennuksen kerrosluku. Geokaavassa käytettävä yhtälö rakennuksen ulkoseinälinjan suhteellisen paalumäärän laskemiseksi on esitetty kuvassa 6.32.



Kuva 6.32 Ulkoseinälinjan suhteellinen paalumäärä Geokaavassa ja tutkittujen rakennusten (17 kpl) suhteelliset ulkoseinälinjan paalumäärät

Rakennuksen sisäpuolinen suhteellinen paalumäärä

Rakennusten sisäpuolista suhteellista paalumäärää tutkittiin kerrosluvun suhteen. Tulokset on esitetty kuvassa 6.33. Kuvassa on esitetty myös 1-7-kerroksisille rakennuksille piirretty lineaarinen regressiosuora ja suoran yhtälö.



Kuva 6.33 Tutkittujen rakennusten (17 kpl) sisäpuolisten paalujen suhteelliset paalumäärät ja 1-7-kerroksisten rakennusten sisäpuolisten paalujen suhteellista määrää kuvaava regressiosuora ja sen yhtälö

Kuvasta 6.33 nähdään, että 1-7-kerroksisten rakennusten sisäpuolisen paalumäärän regressiosuora kuvaa hyvin kohteiden suhteellisia paalumääriä. Geokaavaa varten regressiosuoran kaava pyöristettiin ja saatiin:

$$y = 0,023x \quad (6.13)$$

Tutkimuksessa ei ollut 8-16-kerroksisia rakennuksia ja vain yksi 17-kerroksinen rakennus. Oletettiin, että 17-kerroksisen rakennuksen sisäpuolisten paalujen suhteellinen määrä edustaa kyseisen kerrosluvun suhteellista paalumäärää. Oletettiin myös, että kerroslukujen 7 ja 17 välillä rakennusten sisäpuolinen suhteellinen paalumäärä kasvaa lineaarisesti kerrosluvun suhteen. 7-17-kerroksisten rakennusten sisäpuolisten suhteellisten paalumäärien laskemiseksi piirrettiin suora kuvan 6.26 regressiosuoran ja pisteen (17;0,186) välille. Kerrosluvun 7 kohdalla regressiosuoran mukainen suhteellinen paalumäärä on:

$$y = 0,023 \cdot 7 = 0,161$$

Suoran, jonka alkupiste on (7;0,161) ja loppupiste (17;0,186), yhtälö voitiin laskea yhtälöistä:

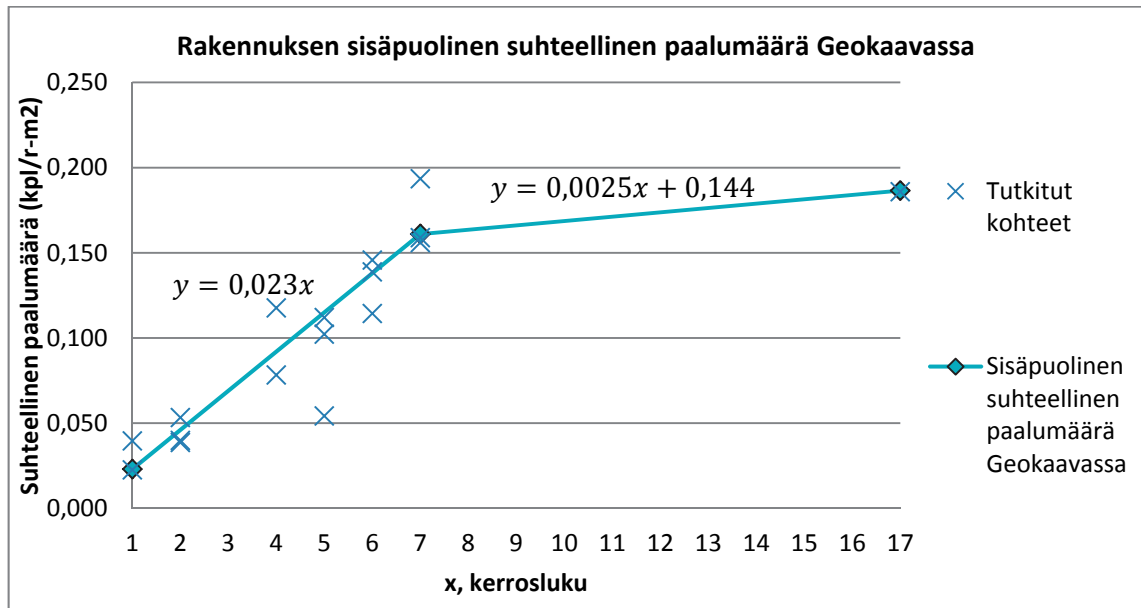
$$\begin{cases} 0,161 = a \cdot 7 + b \rightarrow b = 0,161 - 7a \\ 0,186 = a \cdot 17 + b \rightarrow b = 0,186 - 17a \end{cases}$$

$$\rightarrow a = \frac{0,186 - 0,161}{10} = 0,0025 \rightarrow b = 0,161 - 7 \cdot 0,0025 = 0,1435 \approx 0,144$$

Suoran yhtälöksi saatiin:

$$y = 0,0025x + 0,144 \quad (6.14)$$

Geokaavassa käytettävät yhtälöt rakennusten sisäpuolisten suhteellisten paalumäärien laskemiseksi on esitetty kuvassa 6.34.



Kuva 6.34 Rakennuksen sisäpuolisen suhteellisen paalumäärän yhtälöt Geokaavassa ja tutkittujen rakennusten (17 kpl) sisäpuoliset suhteelliset paalumäärät

1-7-kerroksisten rakennusten sisäpuolinen suhteellinen paalumäärä lasketaan Geokaavassa yhtälöstä 6.13 ja 8-17-kerroksisten rakennusten sisäpuolinen suhteellinen paalumäärä yhtälöstä 6.14.

6.7.2 Poikkeamatarkastelu

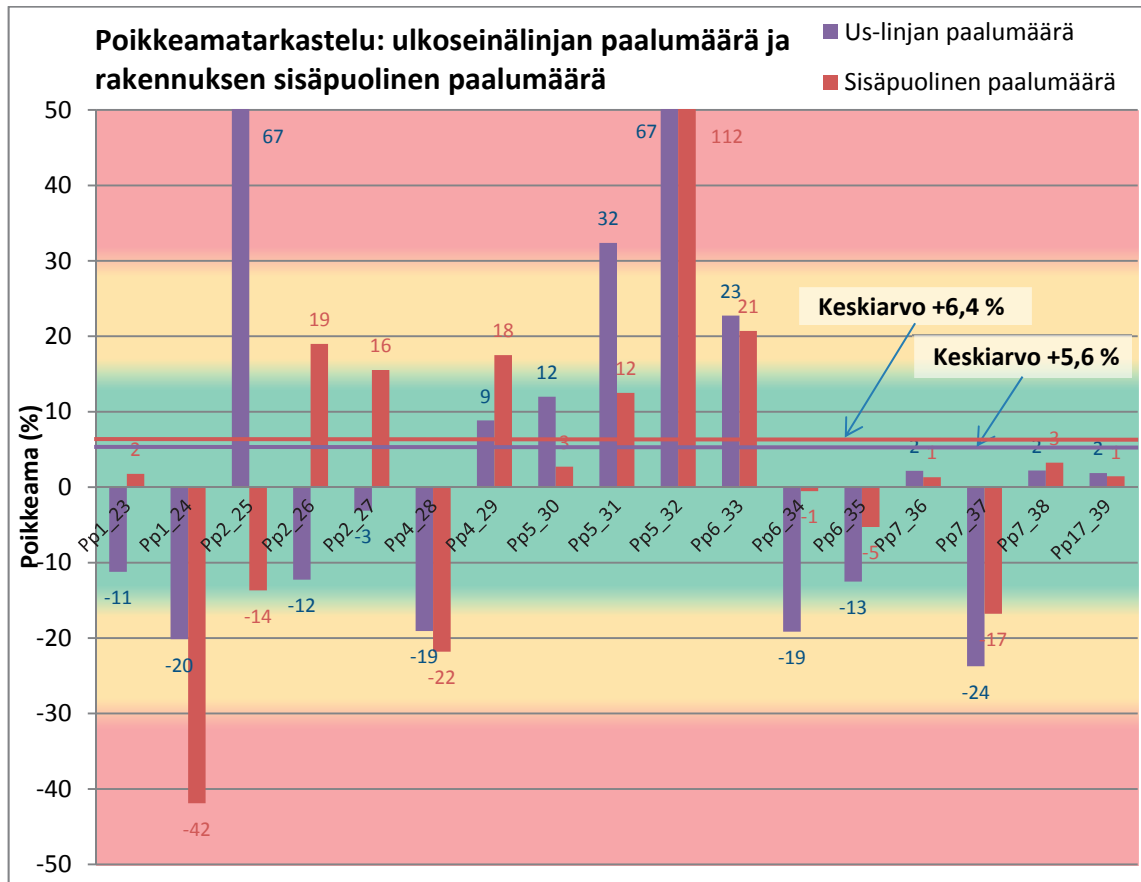
Taulukossa 6.17 on jaoteltu kohteet rakennuksen ulkoseinälinjan ja sisäpuolisten suhteellisten paalumäärien poikkeamien suuruuksien perusteella. Ulkoseinälinjan paalumäärien osalta 9 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 %, 5 kohteessa 15–30 % ja 3 kohteessa yli 30 %. Kohteiden, joiden ulkoseinälinjan paalumäärien poikkeama on alle 15 %, osuus on 53 % kaikista kohteista.

Taulukko 6.17 Tutkittujen rakennusten paalumäärien poikkeamien suuruudet Geokaavan laskennan mukaisiin määriin nähden

	Ulkoseinälinjan paalumäärä		Rakennuksen sisäpuolinen paalumäärä	
Poikkeaman suuruus	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista
< 15 %	9	53	9	53
15–30 %	5	31	6	35
> 30 %	3	19	2	12

Rakennusten sisäpuolisten paalumäärien osalta 9 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 %, 6 kohteessa 15–30 % ja 2 kohteessa yli 30 %. Kohteiden, joiden sisäpuolisten paalumäärien poikkeama on alle 15 %, osuus on 53 % kaikista kohteista. Kuvassa 6.35

on esitetty erikseen kohteiden ulkoseinälinjan paalumäärien ja sisäpuolisten paalumäärien poikkeamat sekä poikkeamien keskiarvot.



Kuva 6.35 Tutkittujen rakennusten (17 kpl) paalumäärien poikkeamat Geokaavan laskennan mukaisiin määriin nähden

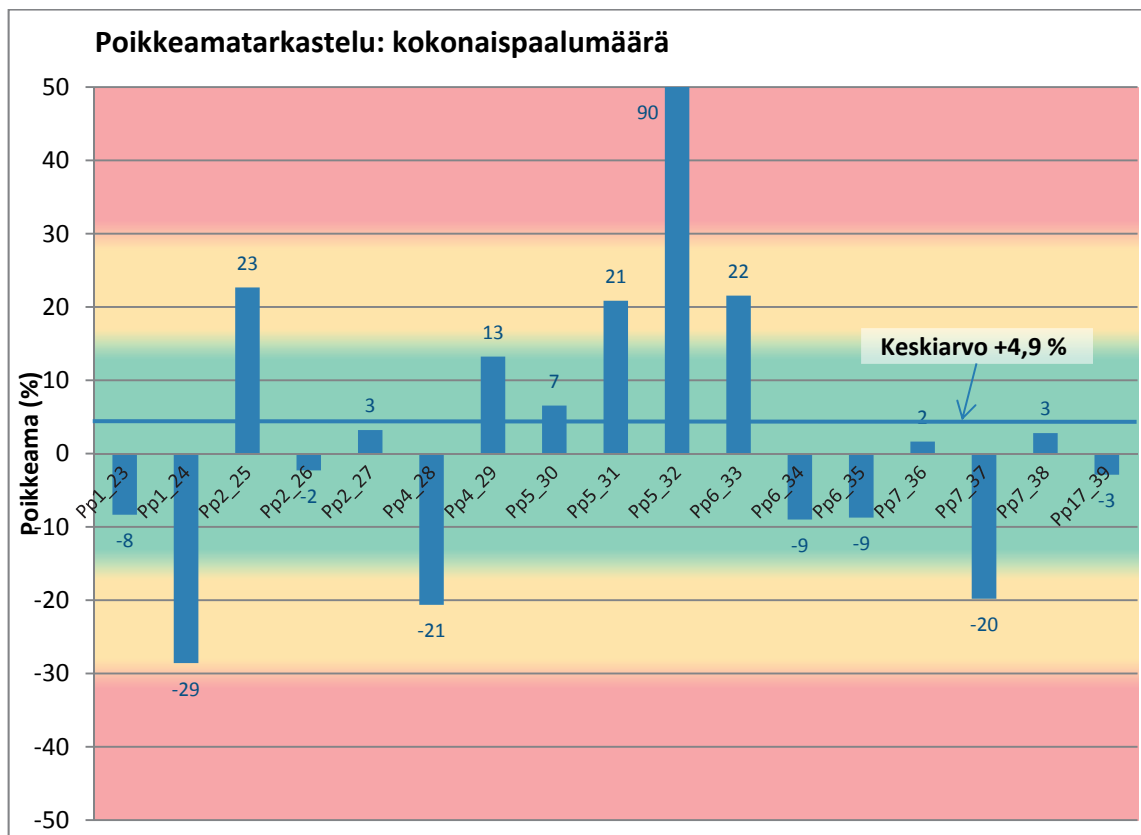
Geokaavan mukaiset paalumäärät ovat keskimäärin suurempia kuin tutkittujen kohteiden paalumäärät. Ulkoseinälinjan paalumäärän keskimääräinen poikkeama on +5,6 % ja rakennuksen sisäpuolisen paalumäärän keskimääräinen poikkeama on +6,4 %. Ulkoseinälinjan paalumäärän suurimmat poikkeamat, +67 %, ovat kohteilla Pp2_25 ja Pp5_32. Luvun 6.7 taulukon 6.16 (ks. s. 81) perusteella kohde Pp2_25 on perustettu osittain sivumitaltaan 300 mm teräsbetonipaaluilla ja osittain halkaisijaltaan 160 mm lyötävillä teräspalkkipaaluilla. Kohteen suurta positiivista poikkeamaa ei voida selittää tutkimustulosten perusteella. Kohteen Pp5_32 paalutyyppejä on betonoitu teräspalkkipaalu, ja paalujen halkaisija on 500 mm. Tällä kohteella on myös suurin sisäpuolisen paalumäärän poikkeama +112 %. Todennäköisesti paalujen poikkeuksellisen suuri halkaisija selittää suurta poikkeamaa kyseisen kohteen osalta.

Taulukossa 6.18 on jaoteltu kohteet kokonaispaalumäärän poikkeaman suuruuden perusteella. 10 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 %, 6 kohteessa 15–30 % ja yhdessä kohteessa yli 30 %. Kohteiden, joiden kokonaispaalumäärän poikkeama on alle 15 %, osuus on 59 % kaikista kohteista.

Taulukko 6.18 Tutkittujen rakennusten kokonaispaalumäärien poikkeamien suuruudet Geokaavan laskennan mukaisiin määriin nähden

Poikkeaman suuruus	Kokonaispaalumäärä	
	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista
< 15 %	10	59
15–30 %	6	35
> 30 %	1	6

Kuvassa 6.36 on esitetty jokaisen kohteen poikkeamat erikseen. Rakennusten kokonaispaalumäärien keskimääräinen poikkeama on +4,9 %.



Kuva 6.36 Tutkittujen rakennusten (17 kpl) kokonaispaalumäärien poikkeamat Geokaavan laskennan mukaisiin määriin nähden

Kokonaispaalumäärän suurin poikkeama on kohteella Pp5_32. Aiemmin todettiin, että poikkeaman suuruutta saattaa selittää poikkeuksellisen suuri paalukoko (halkaisija 500 mm).

6.8 Paaluanturan korkeus

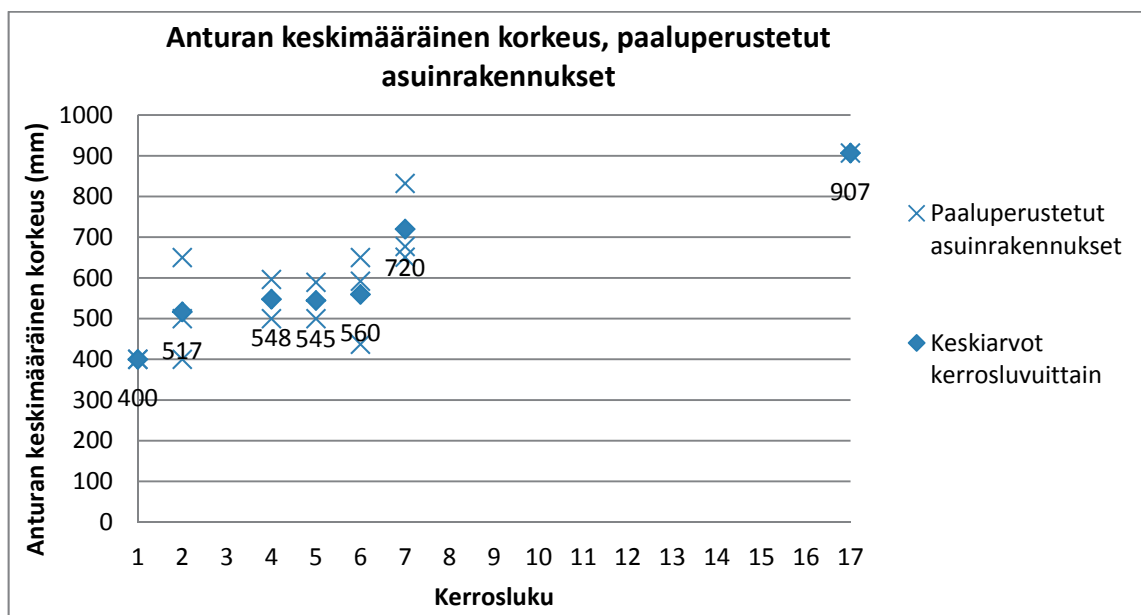
Paaluanturan korkeutta käytetään Geokaavassa anturamäärien laskemisessa sekä lisäksi rakennuspohjan täyttömäärien (salaojatäytöt ja yleistäytöt rakennuksen alla) laskemisessa (ks. luku 7.2.1). Anturakorkeus vaikuttaa myös Geokaavan ehdottamaan rakennuksen

oletusperustussyvyYTEEN (ks. luku 7.1.1) ja sen kautta muun muassa rakennuskaivannon laajuuteen.

Tutkimus koskee paalujen varaan perustettuja asuinrakennuksia, joiden anturatyyppi on pääosin jatkuva perusmuuriantura. Joissakin rakennuksissa osa anturoista oli pilarianturoita, mutta niitä käsiteltiin määrälaskennassa kuten perusmuurianturoita. Keskimääräiset paaluanturoiden korkeudet mitattiin 16 kohteen perustussuunnitelmista. Rakennukset olivat pääasiassa 1-7-kerroksisia, mutta mukana oli myös yksi 17-kerroksinen rakennus. 3-kerroksisia rakennuksia ei ollut tutkimuksessa yhtään.

6.8.1 Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan

Oletettiin, että perustuksille välittyvien kuormien suuruudella on vaikutusta anturakorkeuteen. Paaluanturan korkeutta tutkittiin siis rakennuksen kerrosluvun suhteen. Rakennusten perustussuunnitelmista lasketut keskimääräiset paaluanturakorkeudet sekä kerrosluvuittain lasketut keskiarvot on esitetty kuvassa 6.37.



Kuva 6.37 Tutkittujen rakennusten (16 kpl) paaluanturoiden keskimääräisen korkeudet

1-17-kerroksisten asuinrakennusten keskimääräiset anturakorkeudet vaihtelivat välillä 400–907 mm. Pienin anturakorkeus oli 1-kerroksisella rakennuksella ja suurin 17-kerroksisella rakennuksella. Kuvasta 6.37 nähdään, että suurimmat muutokset paaluanturakorkeudessa tapahtuvat kerroslukujen 1 ja 2 sekä kerroslukujen 6 ja 7 välillä. 2-6-kerroksisten rakennusten anturakorkeuksien keskiarvoissa ei ole merkittäviä eroja.

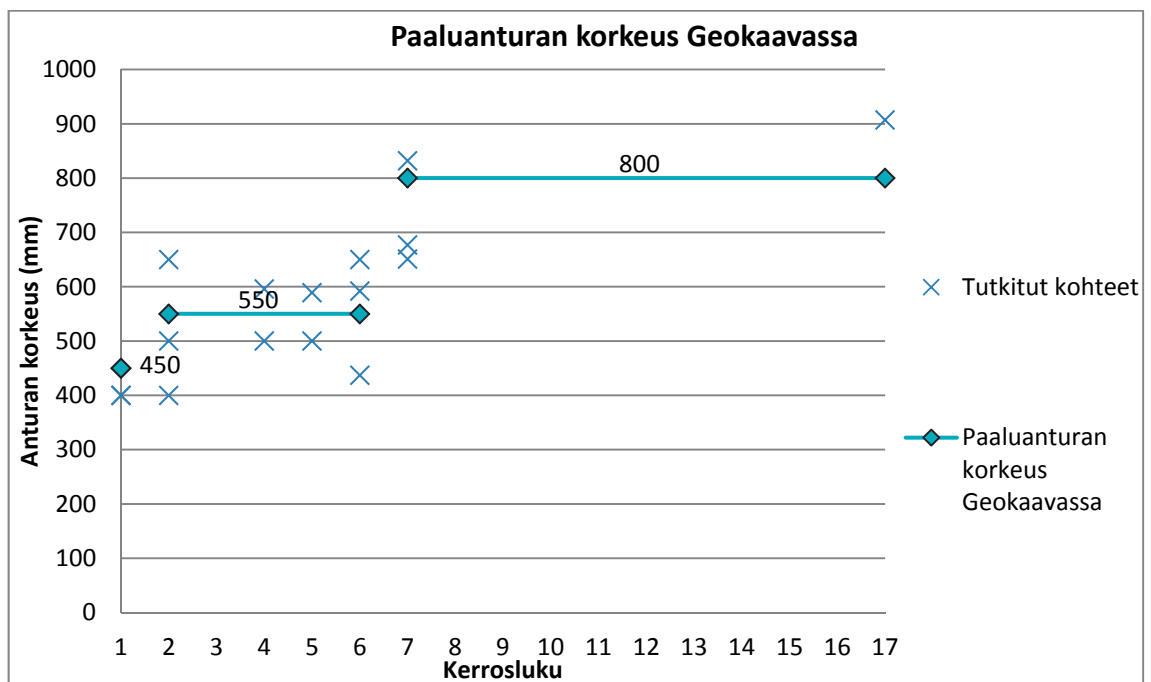
Koska tutkittujen rakennusten paaluanturoiden korkeuden muutos kerrosluvun suhteen ei ollut lineaarinen, laskettiin kuvan 6.37 perusteella keskimääräiset paaluanturakorkeudet erikseen 1-kerroksisille, 2-6-kerroksisille ja 7-17-kerroksisille rakennuksille. Kuvasta 6.37 voidaan havaita, että paaluanturakorkeuksien hajonta on suhteellisen suuri, joten

Geokaavaa varten keskiarvot pyöristettiin 50 mm tarkkuudella ylöspäin. Tulokset on esitetty taulukossa 6.19.

Taulukko 6.19 Tutkittujen rakennusten (16 kpl) paaluanturakorkeuksien keskiarvot ja Geokaavassa käyttävät paaluanturakorkeudet

	Anturan korkeus	
	Keskiarvo (mm):	Geokaava (mm):
Kerrosluke: 1	400	450
Kerrosluke: 2-6	541	550
Kerrosluke: 7-17	767	800

Geokaavan mukaiset paaluanturakorkeudet kerrosluvun suhteen on esitetty kuvassa 6.38. Geokaavassa 1-kerroksisten rakennusten paaluanturakorkeutena käytetään 450 mm, 2-6-kerroksisten rakennusten paaluanturakorkeutena käytetään 550 mm ja 7-17-kerroksisten rakennusten paaluanturakorkeutena käytetään 800 mm.



Kuva 6.38 Paaluanturan korkeus Geokaavassa ja tutkittujen kohteiden (16 kpl) keskimääräiset anturakorkeudet

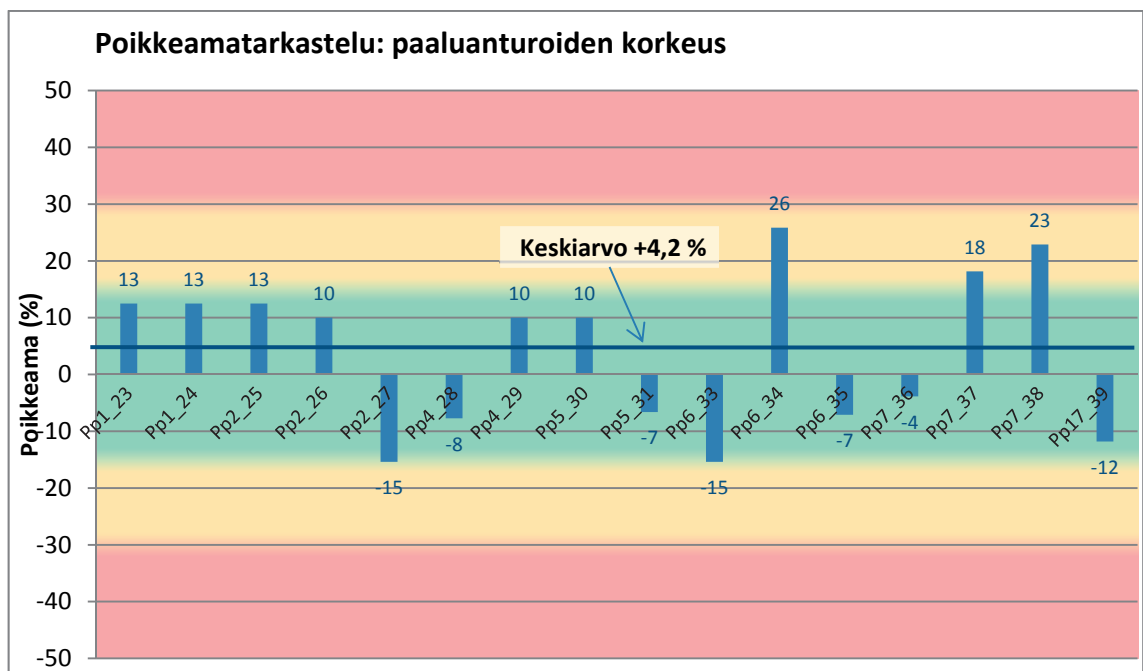
6.8.2 Poikkeamatarkastelu

Taulukossa 6.20 on jaoteltu kohteet paaluanturoiden keskimääräisten korkeuksien poikkeamien suuruuksien perusteella. Kohteita on yhteensä 16, ja niistä 11 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 % ja 5 kohteessa 15...30 %. Yhdessäkään kohteessa poikkeaman suuruus ei ole yli 30 %. Kohteiden, joiden anturoiden keskimääräisen leveyden poikkeama on alle 15 %, osuus on 69 % kaikista kohteista.

Taulukko 6.20 Tutkittujen rakennusten paaluanturakorkeuksien poikkeamien suuruudet Geokaavan laskennan mukaisiin määriin nähden

Poikkeaman suuruus	Paaluanturoiden korkeudet	
	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista
< 15 %	11	69
15–30 %	5	31
> 30 %	0	0

Kuvassa 6.39 on esitetty tutkittujen kohteiden poikkeamat erikseen. Paaluanturoiden keskimääräisten korkeuksien keskimääräinen poikkeama on +4,2 %.



Kuva 6.39 Tutkittujen rakennusten (16 kpl) paaluanturakorkeuksien poikkeamien suuruudet Geokaavan laskennan mukaisiin määriin nähden

Poikkeamien suuruudet vaihtelevat välillä -15...+26 %. Suurin poikkeama paaluanturoiden keskimääräisessä korkeudessa on 6-kerroksisella kohteella Pp6_34 ja pienin poikkeama on 7-kerroksisella kohteella Pp7_36. Suurin negatiivinen poikkeama, -15 %, on 2- ja 7- kerroksisilla kohteilla, Pp2_27 ja Pp6_33.

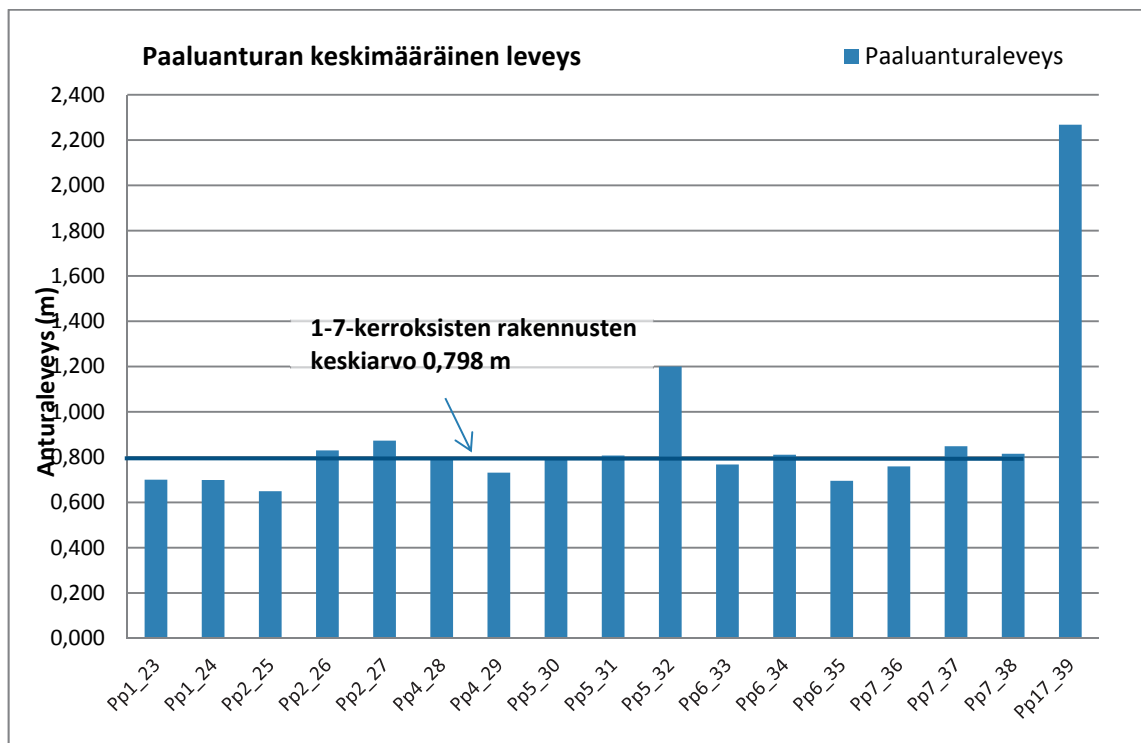
6.9 Ulkoseinälinjan paaluanturoiden leveys ja pinta-ala

Geokaavassa ulkoseinälinjan anturamäärä lasketaan kertomalla ulkoseinälinjan paaluanturaleveys paaluanturoiden korkeudella ja rakennuksen ulkopiirillä. Anturamäärät vaikuttavat puolestaan rakennuskaivannon täyttömääriin. Paaluanturoiden keskimääräiset leveydet mitattiin kohteiden perustussuunnitelmista. Kohteita oli yhteensä 17. Näistä kahdessa kohteessa (Pp2_27 ja Pp5_31) ulkoseinistä vain päätyseinät olivat kantavia,

minkä vuoksi ne on rajattu poikkeamatarkastelun osalta tutkimuksen ulkopuolelle. Lisäksi yhdessä kohteessa (Pp5_32) paaluanturat olivat pilarianturoita, joten sekin on rajattu poikkeamatarkastelun osalta tutkimuksen ulkopuolelle. Keskimääräisiä anturaleveyksiä tutkittiin siis 17 kohteen perusteella, mutta paaluanturoiden kokonaispinta-alojen poikkeamatarkastelussa on mukana vain 14 kohdetta.

6.9.1 Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan

Kuvassa 6.40 on esitetty kohteiden keskimääräiset paaluanturaleveydet sekä 1-7-kerroksisten kohteiden paaluanturaleveyksien keskiarvo, joka on 0,798 m. Kohteiden kerrosluku kasvaa vaaka-akselilla oikealle päin. Keskimääräiset paaluanturaleveydet vaihtelivat välillä 0,649–2,267 m. 1-7-kerroksisten rakennusten osalta kohteen Pp5_32 anturaleveys oli poikkeuksellisen suuri muihin verrattuna. Luvun 6.1 taulukosta 6.14 (ks. s. 78) nähdään, että tämän kohteen paalukoko oli myös poikkeuksellisen suuri muihin verrattuna, mikä saattaa selittää eroa paaluanturaleveydessä. 17-kerroksisen rakennuksen anturaleveys oli merkittävästi suurempi muihin verrattuna.



Kuva 6.40 Tutkittujen rakennusten (17 kpl) ulkoseinälinjan keskimääräiset paaluanturaleveydet kerrosluvun suhteen

Paaluanturan leveys määräytyy eri perustein kuin maanvaraisen anturan leveys. Paaluanturan leveyteen vaikuttavat muun muassa paalukoko sekä paalujen sijainti anturan poikkileikkauksessa. Tutkimuksessa oletettiin, että tutkittujen 1-7-kerroksisten rakennusten paalut olivat ulkoseinälinjalla yhdessä rivissä ja 17-kerroksisen rakennuksen ulkoseinälinjan paalut kahdessa rivissä, mikä selittää anturaleveyden suurta eroa.

Ulkoseinälinjan paalumääriä tarkastelemalla voitiin arvioida ne kerrosluvut, joilla paalut sijoitetaan yhteen riviin ja ne kerrosluvut, joilla paalut sijoitetaan kahteen riviin. Luvun 6.7.1 kuvassa 6.32 (ks. s. 86) on esitetty Geokaavan mukainen ulkoseinälinjan suhteellinen paalumäärä kerrosluvun suhteen. Oletettiin, että paalut sijoitetaan kahteen riviin, mikäli paalutiheys kasvaa liian suureksi yhdessä rivissä. Tutkimuksessa paalurivin kahden peräkkäisen paalun keskiöiden minimietäisyytenä käytettiin 1,5 m, jolloin suhteellisen paalumäärän maksimiarvoksi saatiin:

$$\frac{1 \text{ kpl}}{1,5 \text{ m}} = 0,667 \frac{\text{kpl}}{\text{m}} \approx \frac{0,7 \text{ kpl}}{\text{m}}$$

Luvun 6.7.1 kuvan 6.32 perusteella rajakohta (0,7 kpl/m) sijoittuu kerroslukujen 10 ja 11 välille. Tämän perusteella Geokaavassa 1-10-kerroksisten rakennusten paalut oletetaan olevan ulkopiirillä yhdessä rivissä ja 11-17-kerroksisten rakennusten paalut kahdessa rivissä.

Geokaavan mukaiset paalutyypit ja paalukoot on esitetty taulukossa 6.21. Lyötävien teräsputkipaalujen ja porapaalujen paalukoko on kaikilla kerrosluvuilla 170 mm ja teräsbetonipaalujen sivumitta on 300 mm kerrosluvun ollessa välillä 1-10 ja 350 mm kerrosluvun ollessa välillä 11-17.

Taulukko 6.21 Geokaavan mukaiset paalukoot paalutypeittäin

Paalutyyppi	Kerrosluku	Paalukoko (mm)
teräsbetonipaalu	1-10	300
	11-17	350
porapaalu	1-17	170
lyötävä teräsputkipaalu	1-17	170

Paaluanturaleveyksiä tutkittiin laskemalla suunnitteluohjeen (RIL 223-2005) mukaiset minimianturaleveydet seuraaville tapauksille:

1. Paalut yhdessä rivissä, paalutyyppi teräsputkipaalu 170x170 mm², sallittu sijaintipoikkeama 150 mm
2. Paalut yhdessä rivissä, paalutyyppi teräsbetonipaalu 300x300 mm², sallittu sijaintipoikkeama 100 mm:
3. Paalut yhdessä rivissä, paalutyyppi teräsbetonipaalu 300x300 mm², sallittu sijaintipoikkeama 150 mm
4. Paalut kahdessa rivissä ja paalutyyppi on teräsputkipaalu 170 mm, sallittu sijaintipoikkeama 150 mm
5. Paalut kahdessa rivissä ja paalutyyppi, teräsbetonipaalu 350x350 mm², sallittu sijaintipoikkeama 150 mm

Suunnitteluohjeen (RIL 223-2005) mukaan paaluanturan reunan etäisyys paalun ulkopinnasta tulee olla vähintään puolet paalun halkaisijasta. Lisäksi etäisyyteen tulee lisätä paalun sallittu sijaintipoikkeama. Useammassa rivissä olevien paalujen keskiöetäisyydet tulee olla sellaiset, että vierekkäisillä paaluilla ei ole vähentävää vaikutusta toistensa

kantavuuksiin. Taulukossa 6.22 on esitetty paalujen keskiöetäisyyden vähimmäisarvot katkaisutasossa. Taulukossa d on paalun halkaisija. Vähimmäisetäisyys ei kuitenkaan tuki- ja kitkapaaluilla saa olla pienempi kuin 0,8 m.

Taulukko 6.22 Tuki- ja kitkapaalujen keskiöetäisyyden minimiarvot katkaisutasossa (RIL 223-2005)

Paalun pituus (m)	Tuki- ja kitkapaalut	
	Pyöreä paalu	Neliömäinen paalu
10	2,7d	3,0d
10–25	(väliarvot interpoloidaan)	(väliarvot interpoloidaan)
25	3,5d	4,0d

Keskiöetäisyyksien arvoiksi valittiin paalupituuksia 10 m ja 25 m vastaavien keskiöetäisyyksien keskiarvot. Edellä esitettyjen suunnitteluperusteiden mukaisesti voitiin laskea minimianturaleveydet:

1. Paalut yhdessä rivissä, paalutyyppi teräsputkipaalu 170x170 mm², sallittu sijaintipoikkeama 150 mm:

$$B_{a,1} = 2 * (0,5 * 0,17 \text{ m} + 0,15 \text{ m}) + 0,17 \text{ m} = 0,64 \text{ m}$$

2. Paalut yhdessä rivissä, paalutyyppi teräsbetonipaalu 300x300 mm², sallittu sijaintipoikkeama 100 mm:

$$B_{a,2} = 2 * (0,5 * 0,3 \text{ m} + 0,10 \text{ m}) + 0,3 \text{ m} = 0,8 \text{ m}$$

3. Paalut yhdessä rivissä, paalutyyppi teräsbetonipaalu 300x300 mm², sallittu sijaintipoikkeama 150 mm:

$$B_{a,3} = 2 * (0,5 * 0,3 \text{ m} + 0,15 \text{ m}) + 0,3 \text{ m} = 0,9 \text{ m}$$

4. Paalut kahdessa rivissä ja paalutyyppi on teräsputkipaalu 170 mm, sallittu sijaintipoikkeama 150 mm:

$$B_{a,4} = 2 * (0,5 * 0,17 \text{ m} + 0,15 \text{ m}) + 2 * 0,17 \text{ m} + \frac{3,5+2,7}{2} * 0,17 \text{ m} = 1,6 \text{ m}$$

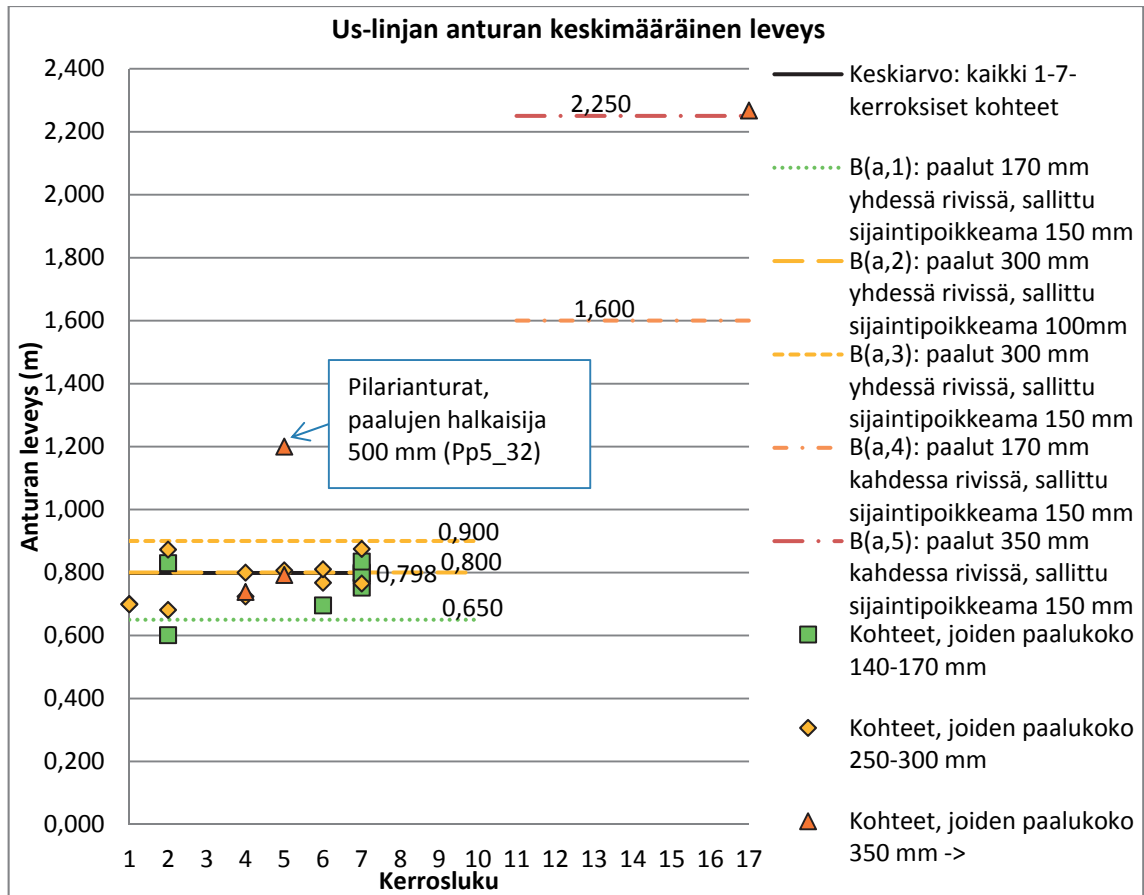
5. Paalut kahdessa rivissä ja paalutyyppi, teräsbetonipaalu 350x350 mm², sallittu sijaintipoikkeama 150 mm:

$$B_{a,5} = 2 * (0,5 * 0,35 \text{ m} + 0,15 \text{ m}) + 2 * 0,35 \text{ m} + \frac{3,0+4,0}{2} * 0,35 \text{ m} = 2,25 \text{ m}$$

Kuvassa 6.41 on esitetty tutkittujen kohteiden keskimääräiset anturaleveydet ryhmiteltyinä paalukoon perusteella kolmeen ryhmään:

- paalun halkaisija 140–170 mm
- paalun sivumitta 250–300 mm
- paalun sivumitta ≥ 350 mm

Lisäksi kuvassa 6.41 on esitetty edellä lasketut paaluanturaleveydet viidelle eri tapaukselle sekä 1-7-kerroksisten kohteiden keskimääräinen anturaleveys, joka on 0,798 m.

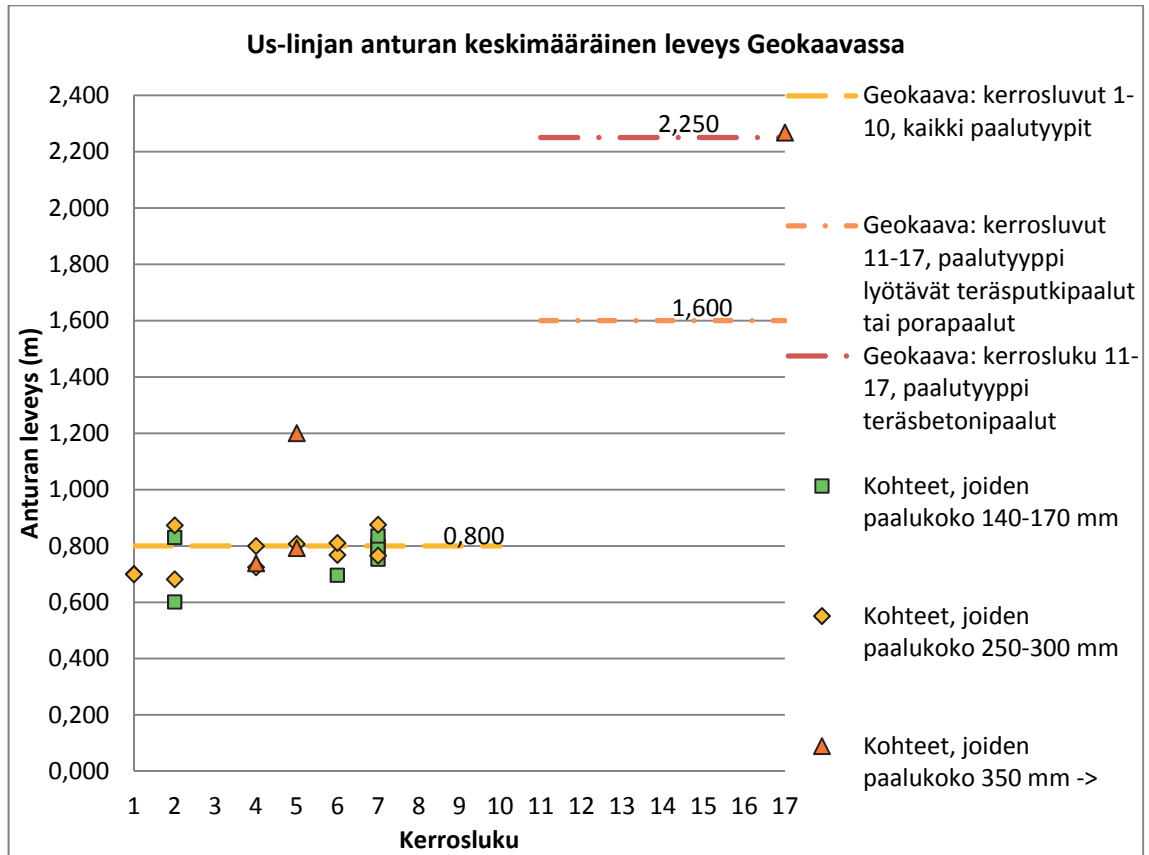


Kuva 6.41 Tutkittujen rakennusten (17 kpl) keskimääräiset paaluanturalevytykset ryhmiteltynä paalukoon mukaan sekä suunnitteluohjeiden mukaiset paaluanturalevytykset viidelle eri tapaukselle

Kuvasta 6.41 voidaan 1-7-kerroksisten rakennusten osalta todeta, että paalun halkaisijalla ei ole merkittävää vaikutusta paaluanturaleveyteen. Yhden 1-7-kerroksisen kohteen anturaleveys on selvästi suurempi muihin verrattuna. Tämä kohde on 5-kerroksinen rakennus (Pp5_32), jonka paalut ovat halkaisijaltaan 500 mm ja paalujen kohdilla on pilarianturat. Paalujen halkaisija on siis poikkeuksellisen suuri ja anturatyypin on erilainen kuin muilla rakennuksilla, mikä voi selittää paaluanturan leveyden suurta eroa muihin kohteisiin verrattuna. Kuvasta 6.41 nähdään, että Lyöntipaalutusohjeen (RIL 223-2005) mukainen anturaleveys 300x300 mm² teräsbetonipaaluille 100 mm sijaintipoikkeamalla edustaa hyvin 1-7-kerroksisten kohteiden keskimääräistä paaluanturaleveyttä (0,798 m). Geokaavassa 1-10-kerroksisten rakennusten paaluanturaleveytenä käytetään 0,8 m.

8-17-kerroksisten rakennusten paaluanturaleveyksistä ei voitu tehdä vastaavia johtopäätöksiä kuin 1-7-kerroksisten kohteiden anturaleveyksistä, sillä tutkittuja kohteita oli vain yksi. Kuvasta 6.41 nähdään, että Lyöntipaalutusohjeen (RIL 223-2005) perusteella las-kettu paaluanturaleveys 350x350 mm² teräsbetonipaaluille 100 mm sijaintipoikkeamalla edustaa hyvin 17-kerroksisen kohteen keskimääräistä paaluanturaleveyttä, joten Geokaavassa 11-17-kerroksisten rakennusten paaluanturaleveytenä käytetään 2,25 m paalutyypin ollessa teräsbetonipaalu. Paalujen ollessa kahdessa rivissä Lyöntipaalutusohjeen (RIL 223-2005) mukainen paaluanturaleveys halkaisijaltaan 170 mm teräspuikipaaluille

on merkittävästi pienempi kuin sivumitaltaan 350 mm teräsbetonipaaluille määritetty anturaleveys. Geokaavassa paalujen sijoittuessa kahteen riviin paaluanturan leveyden oletetaan määräytyvän Lyöntipaalutusohjeen minimileveyden perusteella. Geokaavassa 11-17-kerroksisten rakennusten paaluanturaleveytenä käytetään siis 1,6 m paalutyypin ollessa porapaalu tai lyötävä teräsputkipaalu. Kuvassa 6.42 on esitetty Geokaavan mukaiset paaluanturaleveydet kerrosluvun ja paalutyypin mukaan.



Kuva 6.42 Geokaavan laskennassa käytettävät ulkoseinälinjan paaluanturaleveydet ja tutkittujen rakennusten (17 kpl) paaluanturaleveydet

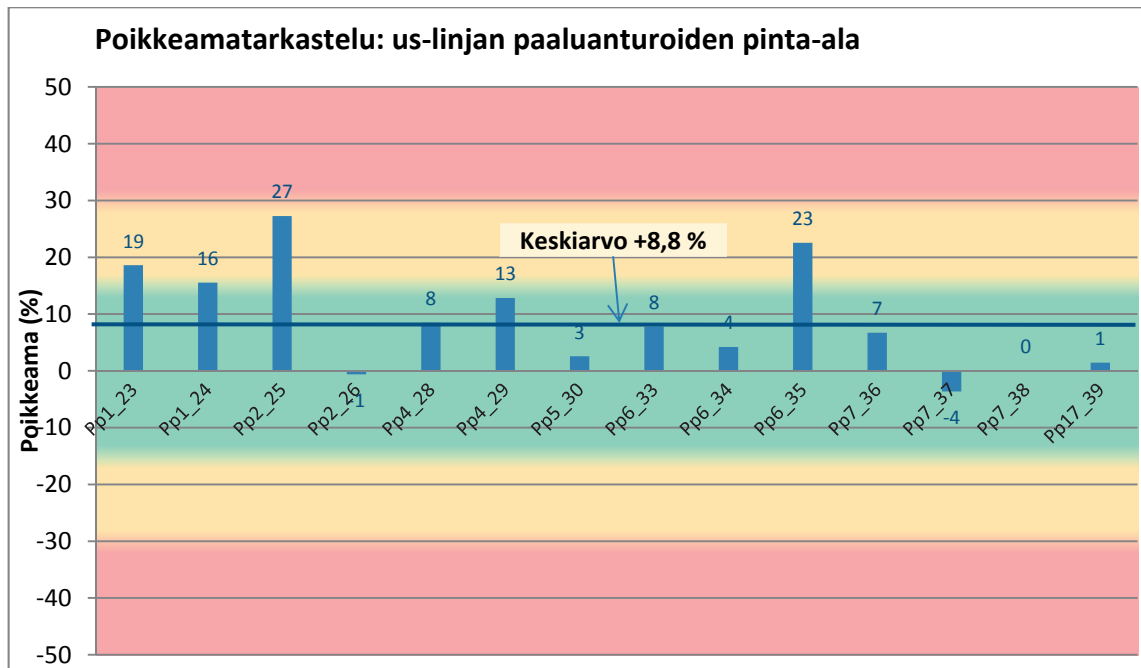
6.9.2 Poikkeamatarkastelu

Poikkeamatarkastelua varten jokaiselle kohteelle laskettiin Geokaavan mukainen ulkoseinälinjan anturapinta-ala kertomalla luvussa 6.9.1 määritetyt paaluanturaleveydet rakennuksen ulkopiirillä. Taulukossa 6.23 on jaoteltu kohteet ulkoseinälinjan paaluanturapinta-alojen poikkeamien suuruuksien perusteella. 10 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 %, 4 kohteessa 15–30 %. Yhdessäkin kohteessa poikkeama ei ole yli 30 %. Kohteiden, joiden ulkoseinälinjan anturapinta-alan poikkeama on alle 15 %, osuus on 71 % kaikista kohteista.

Taulukko 6.23 Tutkittujen rakennusten paaluanturapinta-alojen poikkeamien suuruudet Geokaavan laskennan mukaisiin määriin nähden

Poikkeaman suuruus	Ulkoseinälinjan paaluanturoiden pinta-ala	
	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista
< 15 %	10	71
15–30 %	4	29
> 30 %	0	0

Kuvassa 6.43 on esitetty jokaisen kohteen poikkeamat erikseen. Anturoiden kokonaispinta-alan keskimääräinen poikkeama on + 8,8 %.



Kuva 6.43 Tutkittujen rakennusten (14 kpl) ulkoseinälinjan paaluanturapinta-alojen poikkeamien suuruudet Geokaavan laskennan mukaisiin pinta-aloihin nähden

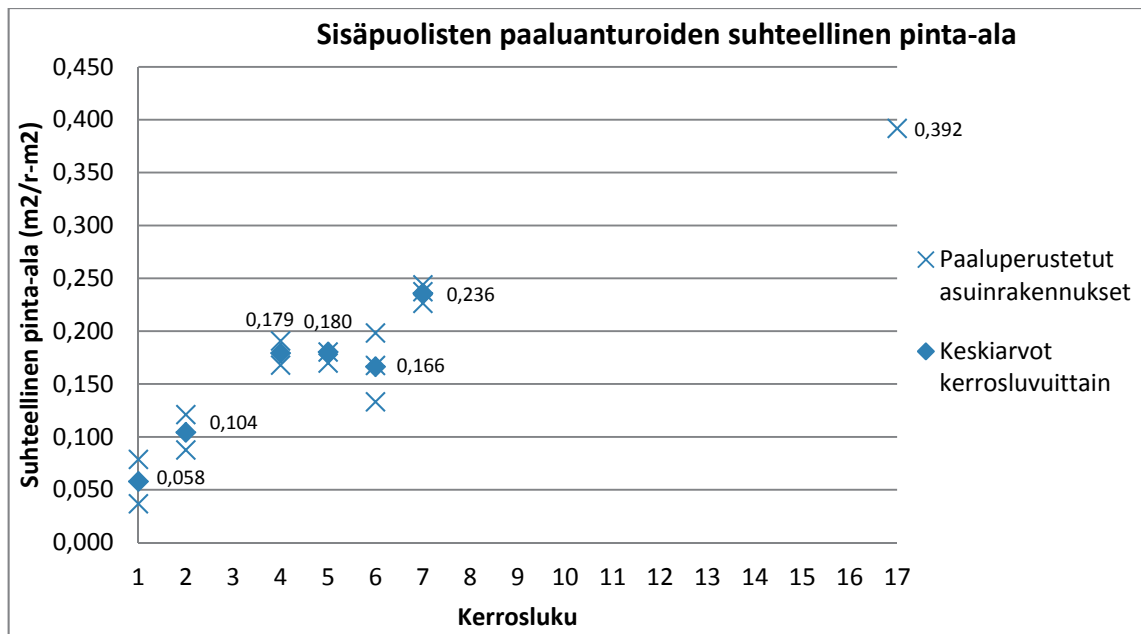
Suurin poikkeama, +27 %, on 2-kerroksisen rakennuksen (Pp2_25) paaluanturoiden pinta-alassa. Suurin negatiivinen ulkoseinälinjan paaluanturapinta-alan poikkeama on -4 % (kohde Pp7_37). Kuten kuvasta 6.43 nähdään, lähes kaikki poikkeamat ovat positiivisia; toisin sanoen lähes kaikkien kohteiden osalta Geokaavan mukainen ulkoseinälinjan anturapinta-ala on suurempi kuin kohteen todellinen anturapinta-ala. Geokaavassa ulkoseinälinjan anturapinta-ala lasketaan kertomalla kuvan 6.42 mukaiset paaluanturaleveydet rakennuksen ulkopiirillä. Geokaavassa ei huomioida, että kun ulkoseinälinjan anturapinta-ala lasketaan kertomalla paaluanturaleveys rakennuksen ulkopiirillä, tulee rakennuksen nurkkien anturapinta-alat lasketuksi kaksinkertaisina. Tämä voi osaltaan selittää, miksi lähes kaikki poikkeamat ovat positiivisia.

6.10 Sisäpuolisten paaluanturoiden kokonaispinta-ala

Geokaavassa sisäpuolisten paaluanturoiden kokonaispinta-ala lasketaan kertomalla suhteellinen anturapinta-ala rakennuksen alalla. Sisäpuolisten paaluanturoiden suhteellisella pinta-alalla tarkoitetaan niiden pinta-alan suhdetta rakennuksen alaan. Rakennusten sisäpuolisten paaluanturoiden suhteelliset pinta-alat mitattiin kohteiden perustussuunnitelmista. Kohteita oli yhteensä 17, mutta yhdessä kohteessa (Pp5_32) paalut olivat pilarianturoidilla, minkä vuoksi se rajattiin tarkastelun ulkopuolelle. Tutkimuksessa oli siis mukana 16 kohdetta.

6.10.1 Tulokset ja niiden soveltaminen Geokaavaan

Sisäpuolisten anturoiden suhteellista pinta-alaa tutkittiin kerrosluvun suhteen. Rakennusten suhteelliset anturapinta-alat ja kerrosluvuittain lasketut keskiarvot on esitetty kuvassa 6.44.



Kuva 6.44 Tutkittujen rakennusten (16 kpl) sisäpuolisten paaluanturoiden suhteelliset pinta-alat ja niiden keskiarvot kerrosluvuittain

1-17-kerroksisten asuinrakennusten sisäpuolisten anturoiden suhteelliset pinta-alat vaihtelivat välillä 0,037–0,392 mm. Pienin anturakorkeus oli 1-kerroksisella rakennuksella ja suurin 17-kerroksisella rakennuksella. Kuvasta 6.44 nähdään, että suhteellinen anturamäärä kasvaa kerrosluvun suhteen, mutta muutos ei ole lineaarista. 4-6-kerroksisten rakennusten anturapinta-alojen keskiarvoissa ei ollut merkittäviä eroja.

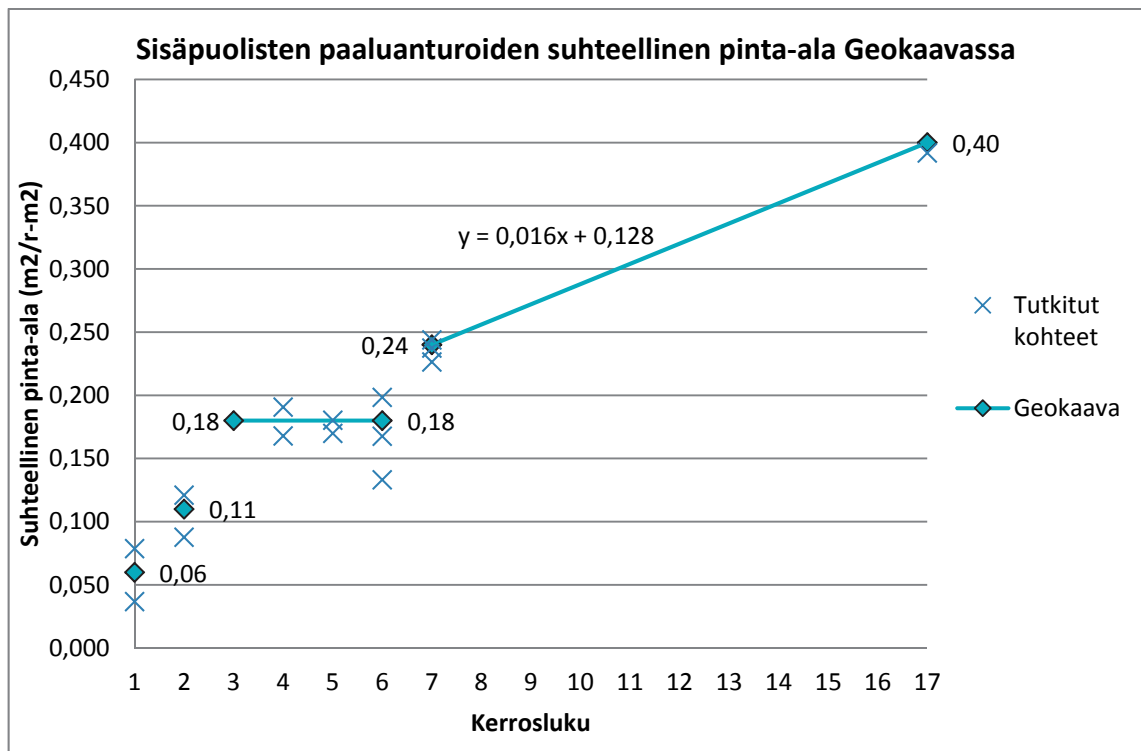
Koska rakennusten sisäpuolisten paaluanturoiden suhteellisen pinta-alan muutos kerrosluvun suhteen ei ollut lineaarinen, laskettiin Geokaavaa varten keskiarvot erikseen 1-kerroksisille, 2-kerroksisille, 3-6-kerroksisille, 7-kerroksisille ja 17-kerroksisille rakennuksille. Geokaavaa varten keskiarvot pyöristettiin sadasosan tarkkuudella ylöspäin.

Suhteellisen anturapinta-alan muutos kerroslukujen 7 ja 17 välillä oletettiin tapahtuvan lineaarisesti. Tulokset on esitetty taulukossa 6.24.

Taulukko 6.24 Tutkittujen rakennusten (16 kpl) sisäpuolisten paaluanturoiden suhteellisen anturapinta-alan keskiarvot ja Geokaavassa käytettävät paaluanturapinta-alat

	Suhteellinen anturapinta-ala	
	Keskiarvo (m ² /r-m ²):	Geokaava (m ² /r-m ²):
Kerrosluku: 1	0,058	0,06
Kerrosluku: 2	0,104	0,11
Kerrosluku: 3-6	0,173	0,18
Kerrosluku: 7	0,236	0,24
Kerrosluku: 17	0,392	0,40

Geokaavan mukaiset suhteelliset paaluanturapinta-alat kerrosluvun suhteen on esitetty kuvassa 6.45.



Kuva 6.45 Paaluanturan korkeus Geokaavassa ja tutkittujen kohteiden (16 kpl) keskimääräiset anturakorkeudet

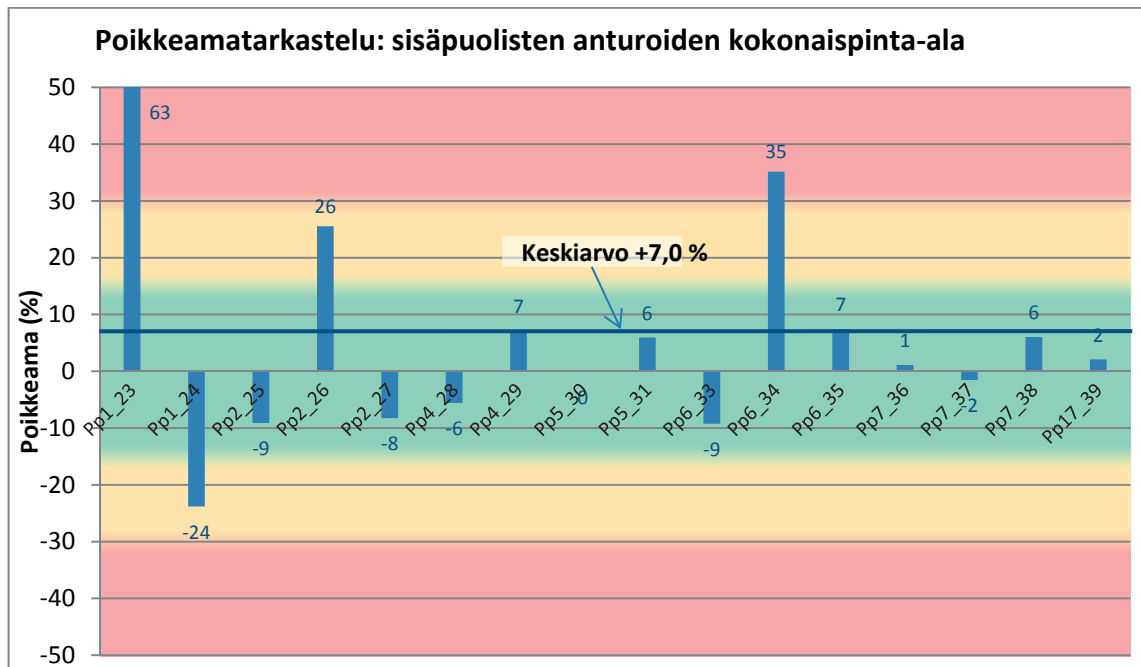
6.10.2 Poikkeamatarkastelu

Taulukossa 6.25 on jaoteltu kohteet rakennusten sisäpuolisten anturoiden kokonaispinta-alojen poikkeamien suuruuksien perusteella. Kohteita oli yhteensä 16, ja niistä 12 kohteessa poikkeaman suuruus on alle 15 %, 2 kohteessa 15–30 % ja 2 kohteessa yli 30 %. Kohteiden, joiden anturoiden keskimääräisen leveyden poikkeama on alle 15 %, osuus on 75 % kaikista kohteista.

Taulukko 6.25 Tutkittujen rakennusten sisäpuolisten paaluanturapinta-alojen poikkeamien suuruudet Geokaavan laskennan mukaisiin pinta-aloihin nähden

	Rakennusten sisäpuolisten paaluanturoiden kokonaispinta-ala	
Poikkeaman suuruus	Kpl	%-osuus tutkituista kohteista
< 15 %	12	75
15–30 %	2	13
> 30 %	2	13

Kuvassa 6.46 on esitetty tutkittujen kohteiden poikkeamat erikseen. Sisäpuolisten paaluanturapinta-alojen keskimääräinen poikkeama on +7,0 %.



Kuva 6.46 Tutkittujen rakennusten (16 kpl) sisäpuolisten paaluanturapinta-alojen poikkeamat Geokaavan laskennan mukaisiin pinta-aloihin nähden

Poikkeamien suuruudet vaihtelevat välillä -24...+63 %. Suurin poikkeama (63 %) paaluanturoiden keskimääräisessä korkeudessa on 1-kerroksisella kohteella Pp1_23 ja pienin poikkeama (0 %) on 5-kerroksisella kohteella Pp5_30.

6.11 Pihakannen perustusrakenteet

Pihakansien perustusrakenteiden määriä tutkittiin kahden esimerkkikohteen perusteella. Kohteet olivat 1-kerroksisia, ja niistä toinen oli perustettu maanvaraisesti ja toinen paaluilla. Maanvaraisen kohteen sallittuna pohjapaineena oli pohjarakennussuunnitelman mukaan käytetty 300 kPa. Pihakansien perustusrakenteista tutkittiin alapohjan paksuutta, peruspilareiden suuruutta, pilarianturoiden lukumäärää ja suuruutta sekä paalujen lukumäärää.

6.11.1 Alapohjan paksuus

Alapohjat olivat maanvaraisia teräsbetonilaattoja, joissa laatan alapinnassa oli routaeriste. Perustussuunnitelmista määritettiin alapohjarakenteiden paksuudet. Tulosten perusteella valittiin Geokaavassa käytettävät arvot. Määrälaskennan tulokset ja Geokaavaan valitut arvot on esitetty taulukossa 6.26.

Taulukko 6.26 Kansirakenteen alapohjan paksuus

Kerrosnumero	Perustamistapa	Alapohja	
		Betoni [mm]	EPS [mm]
1	maanvarainen	120	50
1	paaluperustettu	100	150
Geokaavassa käytettävät arvot:			
1-2	maanvarainen/ kallionvarainen/ paaluperustettu	120	150

Tutkittujen kohteiden alapohjan betonipaksuudet olivat 120 mm ja 100 mm. Geokaavaan kansirakenteen maanvaraisen alapohjalaatan paksuudeksi valittiin 120 mm. Routaeristepaksuudet olivat 150 mm ja 50 mm, joista Geokaavan laskentaan routaeristepaksuudeksi valittiin käytettäväksi 150 mm.

6.11.2 Peruspilareiden suuruus

Perustussuunnitelmista laskettiin peruspilareiden sivujen pituuksien keskiarvot. Tulosten perusteella valittiin Geokaavassa käytettävä peruspilarikoko. Tulokset on esitetty taulukossa 6.27.

Taulukko 6.27 Kansirakenteen peruspilareiden sivujen pituus

Kerrosnumero	Perustamistapa	Peruspilarin sivumitta, keskiarvo [mm]
1	maanvarainen	515
1	paaluperustettu	436
Geokaavassa käytettävä arvo:		
1-2	maanvarainen/ kallionvarainen/ paaluperustettu	500

Tutkittujen kohteiden peruspilareiden keskimääräiset sivumittat olivat 515 mm ja 436 mm, ja niiden keskiarvoksi saadaan:

$$\frac{515\text{ mm} + 436\text{ mm}}{2} = 476\text{ mm}$$

Geokaavassa poikkileikkaukseltaan neliönmuotoisen peruspilarin sivumittana käytetään 500 mm.

6.11.3 Pilarianturoiden ja peruspilareiden lukumäärä

Pilarianturoiden lukumäärän suhdetta kansirakenteen pinta-alaan kutsutaan tässä pilarianturoiden tiheydeksi (kpl/r-m^2). Anturatiheydet määritettiin kohteiden perustussuunnitelmista. Peruspilareiden lukumääriä ei laskettu erikseen, sillä Geokaavassa pilareiden lukumäärän oletetaan olevan sama kuin pilarianturoiden lukumäärä. Tulosten perusteella valittiin arvot Geokaavan määrälaskentaa varten. Taulukossa 6.28 on esitetty tutkittujen kohteiden pilarianturoiden tiheydet sekä Geokaavan mukainen anturatiheys.

Taulukko 6.28 Kansirakenteen pilarianturoiden tiheys

Kerrosnumero	Perustamistapa	Pilarianturoiden lukumäärä suhteessa kansirakenteen ala-alaan [kpl/r-m^2]
1	maanvarainen	0,0202
1	paaluperustettu	0,0185
Geokaavassa käytettävät arvot:		
1-2	maanvarainen/ kallionvarainen/ paaluperustettu	0,0195

Tutkittujen kohteiden anturatiheydet olivat $0,0185 \text{ kpl/r-m}^2$ ja $0,0202 \text{ kpl/r-m}^2$, joista voidaan laskea anturatiheyden keskiarvoksi:

$$\frac{(0,0185+0,0202)\text{kpl/r-m}^2}{2} = 0,0194 \text{ kpl/r-m}^2$$

Geokaavassa kansirakenteen pilarianturatiheytenä käytetään $0,0195 \text{ kpl/r-m}^2$.

6.11.4 Pilarianturan korkeus

Kohteiden perustussuunnitelmista määritettiin pilarianturoiden keskimääräiset korkeudet. Maanvaraisen kansirakenteen pilarianturoiden keskimääräinen korkeus oli 600 mm ja paaluperustetun kansirakenteen pilarianturoiden keskimääräinen korkeus oli 940 mm. Tulokset on esitetty taulukossa 6.29.

Taulukko 6.29 Pilarianturoiden korkeudet

Kerrosnumero	Perustamistapa	Pilarianturan korkeus [mm]
1	maanvarainen	600
1	paaluperustettu	940
Geokaavassa käytettävät arvot:		
1-2	maanvarainen/ kallionvarainen	650
1-2	paaluperustettu	950

Taulukossa 6.29 on esitetty myös Geokaavassa käytettävät arvot kansirakenteen pilarianturoiden korkeuksille. Kansirakenteen pilarianturoiden korkeutena käytetään Geo-

kaavassa 650 mm perustamistavan ollessa maan- tai kallionvarainen ja 950 mm perustamistavan ollessa paaluperustus.

6.11.5 Maanvaraisten pilarianturoiden suhteellinen pinta-ala

Esimerkkikohteen perustussuunnitelmasta laskettiin pilarianturoiden pinta-ala suhteessa kansirakenteen alaan. Kansirakenteen pilarianturoiden suhteellinen pinta-ala oli $0,071 \text{ m}^2/\text{r-m}^2$. Kohteen sallituksi pohjapaineeksi oli ilmoitettu 300 kPa.

Geokaavassa käyttäjä voi valita sallituksi pohjapaineeksi 100 kPa, 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa tai 1500 kPa. Koska tutkittuja kohteita oli kansirakenteiden osalta vain yksi, sallitun pohjapaineen ja kerrosluvun vaikutusta pilarianturoiden suuruuteen arvioitiin taulukoissa 6.11 ja 6.12 esitettyjen kaavojen perusteella (ks. luku 6.5.1 s.68 ja s. 70). 1- ja 2-kerroksisten asuinrakennusten suhteellisia anturapinta-aloja tarkasteltiin pohjapaineilla 100 kPa, 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa ja 1500 kPa. Taulukoiden 6.11 ja 6.12 mukaisten laskentakaavojen perusteella määritetyt suhteelliset anturapinta-alat ja niiden prosentuaaliset erot on koottu taulukkoon 6.30. Prosentuaalisten erojen laskennassa käytettiin vertailuarvona 1-kerroksisen rakennuksen 300 kPa:n mukaista suhteellista anturapinta-alaa.

Taulukko 6.30 1- ja 2-kerroksisten asuinrakennusten suhteelliset anturapinta-alat Geokaavassa

Kerros-luku	Geokaavan mukainen sallittu pohjapaine [kPa]	Suhteellinen anturapinta-ala [$\text{m}^2/\text{r-m}^2$]	Prosentuaalinen ero
1	100	0,37	+35 %
1	200	0,32	+17 %
1	300	0,27	+0 %
1	400	0,21	-25 %
1	1500	0,08	-71 %
2	100	0,55	+101 %
2	200	0,37	+34 %
2	300	0,34	+24 %
2	400	0,26	-7 %
2	1500	0,11	-60 %

Taulukossa 6.30 esitettyjen prosentuaalisten erojen avulla pystyttiin laskemaan kansirakenteen suhteelliset anturapinta-alat eri pohjapaineille ja kerrosluvuille. Tulokset on esitetty taulukossa 6.31.

Taulukko 6.31 Kansirakenteen suhteelliset anturapinta-alat

Geokaavan mukainen sallittu pohjapaine [kPa]	Suhteellinen anturapinta-ala Geokaavassa [m ² /r-m ²]	
	Kerrosluke 1	Kerrosluke 2
100	0,096	0,143
200	0,083	0,095
300	0,071	0,088
400	0,053	0,066
1500	0,021	0,028

Taulukon 6.31 mukaisesti kansirakenteiden pilarianturoiden suhteelliset pinta-alat vaihtelevat Geokaavassa välillä 0,021 m²/r-m² ja 0,143 m²/r-m². Mikäli yhden pilarianturan pienimpänä mahdollisena pinta-alana käytetään 1x1 m² ja pilarianturoiden tiheys on taulukon 6.28 mukaisesti 0,0195 kpl/r-m² saadaan suhteellisen anturapinta-alan minimiarvoksi:

$$\frac{0,0195 \text{ kpl/r-m}^2 \cdot A_{\text{kansi}} \cdot 1 \text{ m}^2}{A_{\text{kansi}}} = 0,0195 \text{ m}^2/\text{r-m}^2$$

Mikään taulukon 6.31 arvoista ei alita pilarianturoiden suhteellisen pinta-alan minimiarvoa.

6.11.6 Paaluanturoiden suhteellinen pinta-ala

Esimerkkikohteen perustussuunnitelmasta laskettiin paaluanturoiden kokonaispinta-alat suhteessa kansirakenteen pinta-alaan. Pilarianturoiden suhteelliseksi pinta-alaksi saatiin 0,068 m²/r-m². Tutkimuksessa oletettiin, että kansirakenteen kerrosluvulla ei ole vaikutusta pilarianturoiden suuruuteen. Geokaavassa sekä 1- että 2-kerroksisten paaluperustettujen kansirakenteiden pilarianturoiden suhteellisenä pinta-alana käytetään 0,068 m²/r-m².

6.11.7 Paalujen lukumäärä

Perustussuunnitelmasta laskettiin kohteen pilarianturoiden paalujen lukumäärä suhteessa kansirakenteen pinta-alaan. Suhteelliseksi paalumääräksi laskettiin 0,074 kpl/r-m². Kerrosluvun vaikutusta paalumääriin arvioitiin asuinrakennuksen sisäpuolisten paalumäärien perusteella. Rakennuksen sisäpuolisten paalujen lukumäärä suhteessa rakennuksen alaan on esitetty luvun 6.7.1 kuvassa 6.34 (ks. s. 88). Kerroslukujen 1 ja 7 välillä sisäpuolisten paalujen lukumäärää (y) arvioitiin kuvassa 6.34 esitetyllä yhtälöllä:

$$y = 0,023x ,$$

jossa x on rakennuksen kerrosluku. Oletettiin, että kansirakenteen pilarianturoiden paalumäärä kasvaa samassa suhteessa kuin rakennuksen paalumäärä, joten 2-kerroksisen kansirakenteen suhteelliseksi paalumäärä voitiin laskea kaavasta:

$$y = 0,074 \text{ kpl/r} - m^2 + 0,023 \text{ kpl/r} - m^2 = 0,097 \text{ kpl/r} - m^2$$

Geokaavassa kansirakenteen pilarianturoiden suhteellisenä paalumääränä käytetään 0,074 kpl/r-m² kerrosluvun ollessa yksi ja 0,097 kpl/r-m² kerrosluvun ollessa kaksi.

6.12 Väestönsuojan perustusrakenteiden lisäbetonimäärä

Väestönsuojan perustusrakenteista aiheutuvan lisäbetonimäärän suuruutta arvioitiin yhden kohteen perusteella. Tässä lisäbetonimäärän oletetaan muodostuvan väestönsuojan normaalia paksummasta alapohjalaatasta ja normaalia paksummista perusmuureista. Väestönsuojalla voi olla vaikutusta myös maanvaraisiin anturoihin, mutta sitä ei oteta tässä tutkimuksessa huomioon. Kohde oli 6-kerroksinen maanvaraisesti perustettu asuinrakennus, jonka alapohja oli maanvarainen. Väestönsuojan alapohja oli maanvastainen kantava betonilaatta. Kohteen perustiedot on esitetty taulukossa 6.32.

Taulukko 6.32 Perustiedot kohteesta ja sen väestönsuojasta

Rakennuksen kerrosluku:	6
Rakennuksen perustamistapa:	maanvarainen
Väestönsuojan osuus rakennuksen alasta:	20 %
VSS:n alapohjalaatan ja maanvaraisen laatan paksuuksien erotus:	120 mm
VSS:n perusmuuripaksuuden ja muiden perusmuurien keskimääräisen paksuuden erotus:	
ulkoseinät:	130 mm
väliseinät:	100 mm
Laskennassa käytetty perusmuurikorkeus:	1,0 m

Väestönsuojan pinta-ala oli 20 % koko rakennuksen alasta. Väestönsuojan alapohjalaatta oli 120 mm paksumpi kuin muun rakennuksen maanvarainen laatta. Ulkoseinälinjan perusmuuri oli väestönsuojan kohdalla 130 mm paksumpi kuin muun rakennuksen ulkoseinälinjan keskimääräinen perusmuuripaksuus, ja kantavien väliseinien perusmuuri oli 100 mm paksumpi kuin sisäpuolisten perusmuurien keskimääräinen paksuus.

Väestönsuojan lisäbetonimääräksi laskettiin 15,1 m³. Geokaavassa väestönsuojan lisäbetonimääränä käytetään 15 m³.

6.13 Ulokerakenteiden perustusrakenteiden määrät

Ulokerakenteiksi luokitellaan tässä kaikki rakennuksen ulkopiiriin ulkopuolelle jäävät rakennuksen kiinteät rakenteet, joita ovat muun muassa parvekkeet ja katokset. Ulokerakenteiden perustusrakenteiden määristä tutkittiin anturoiden ja perusmuurien kokonaisbetonimäärää ja paalujen lukumäärää. Parvekkeiden perustusrakenteiden määriin vaikuttavat merkittävästi parveketyyppi ja parvekkeiden kannatustapa, mutta tässä tutkimuksessa ne on jätetty huomioimatta.

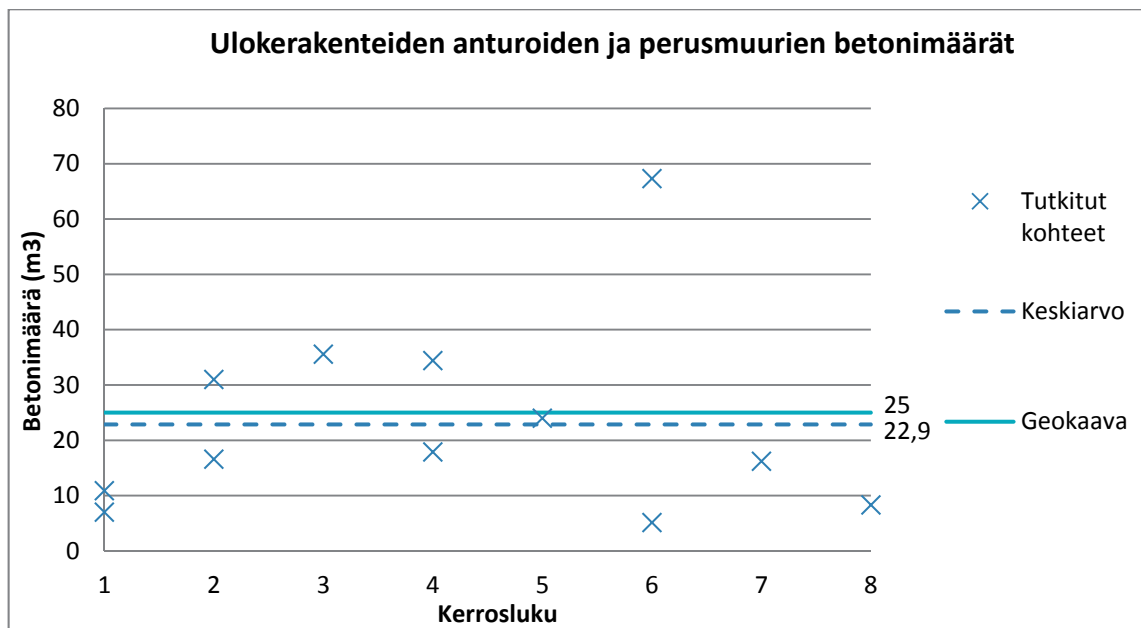
6.13.1 Anturoiden ja perusmuurien betonimäärä

Anturoiden ja perusmuurien kokonaisbetonimäärä laskettiin 12 kohteesta. Kohteet on esitetty kerrosluvuittain ja perustamistavoittain taulukossa 6.33.

Taulukko 6.33 Ulokerakenteiden anturoiden ja perusmuurien määrätutkimuksen kohteet kerrosluvuittain ja perustamistavoittain

Kerrosluku	Kohteet perustamistavoittain		
	Maanvaraiset	Kallionvaraiset	Paaluperustetut
1	1 kpl	-	1 kpl
2	1 kpl	-	1 kpl
3	1 kpl	-	-
4	1 kpl	-	1 kpl
5	1 kpl	-	-
6	1 kpl	1 kpl	-
7	1 kpl	-	-
8	-	1 kpl	-
yht.	12 kpl		

Kohteet olivat 1-8-kerroksisia, ja niistä maanvaraisesti perustettuja oli 7 kpl, kallionvaraisia 2 kpl ja paaluperustettuja 3 kpl. Kuvassa 6.47 on esitetty määrälaskennan tulokset kerrosluvun suhteen sekä määrien keskiarvo ja keskiarvon perusteella Geokaavaan valittu betonimäärä.

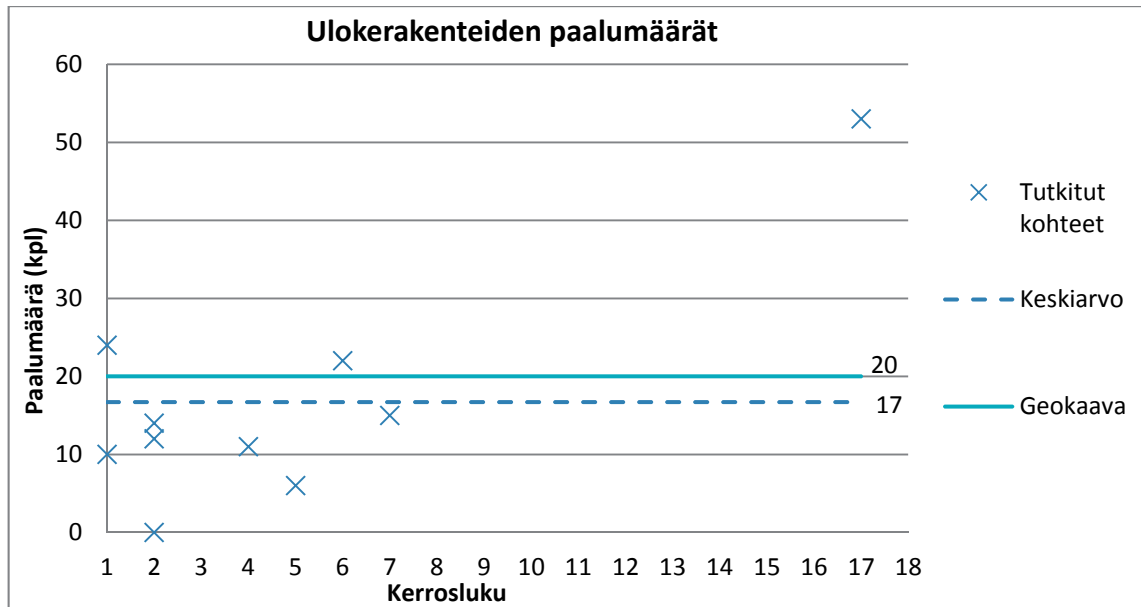


Kuva 6.47 Ulokerakenteiden anturoiden ja perusmuurien betonimäärät, määrien keskiarvo sekä Geokaavassa käytetty betonimäärä

Anturoiden ja perusmuurien kokonaisbetonimäärä vaihteli välillä 5-67 m³ keskiarvon ollessa 22,9 m³. Geokaavassa ulokerakenteiden anturoiden ja perusmuurien betonimääränä käytetään 25 m³.

6.13.2 Paalumäärä

Ulokerakenteiden perustusten paalumäärät laskettiin yhteensä 10 kohteesta. tutkitut kohteet olivat 1-17-kerroksisia. Ulokerakenteiden paalumäärät on esitetty kerrosluvun suhteen kuvassa 6.48. Kuvassa 6.48 on esitetty myös paalumäärien keskiarvo sekä keskiarvon perusteella Geokaavaan valittu arvo.



Kuva 6.48 Ulokerakenteiden paalumäärät kerrosluvun suhteen, paalumäärien keskiarvo sekä Geokaavassa käytetty arvo

Paalumäärät vaihtelivat välillä 0-53 kpl. Kohteessa, jossa ulokerakenteiden paalumäärä oli nolla, ulokerakenteet oli perustettu maanvaraisesti, vaikka rakennus oli muuten perustettu paalujen varaan. Suurin paalumäärä on 17-kerroksisella rakennuksella. Ulokerakenteiden paalumäärien keskiarvo oli 17 kpl, minkä perusteella Geokaavassa käytetään ulokerakenteiden paalumääränä 20 kpl.

7 GEOKAAVAN MÄÄRÄLASKENNAN PERIAATTEET

Geokaava-ohjelma laskee käyttäjän antamien lähtötietojen sekä tiettyjen olettamien perusteella tontin pohjarakennusosien määrät ja niiden kustannukset. Tontti jaetaan Geokaavan määrä- ja kustannuslaskennassa neljään osakokonaisuuteen, jotka ovat:

- rakennus
- pihakannen alapuolinen pysäköintitila
- piha
- putkijohtolinja

Jokaiselle pohjarakennusosalle määritetään yksikkökustannukset, joiden perusteella Geokaava laskee tontin pohjarakennuskustannukset. Määrä- ja kustannuslaskennan tulokset on koottu yhteen taulukkoon, jossa voidaan tarkastella tontin pohjarakentamisen kokonaiskustannuksia sekä osa-alueittain jaoteltuja pohjarakentamisen kustannuksia.

Geokaavan määrälaskennan rakennusosajaottelu perustuu Talo 2000-hankenimikkeistön mukaiseen rakennusosaluetteloon. Rakennusosien numeeristen tunnusten alkuosa koostuu Talo 2000-hankenimikkeistön rakennusosatunnuksesta ja loppuosa Geokaavaa varten tehdystä juoksevasta numeroinnista. Rakennusosien tunnukset on tässä työssä esitetty otsikoiden perässä sulkeissa. Talo 2000-nimikkeistö muodostuu kolmesta pääosasta: Alueosat (RO 11), Talo-osat (RO 12) ja Tilaosat (RO 13), jotka jakautuvat jaksoihin taulukon 7.1 mukaisesti. Taulukossa mustalla tekstillä on esitetty ne rakennusosat, jotka ovat Geokaavassa mukana ja harmaalla tekstillä on esitetty ne rakennusosat, jotka on rajattu Geokaavan ulkopuolelle.

Taulukko 7.1 Geokaavan sisältämät rakennusosat mustalla ja Geokaavan ulkopuolelle rajatut rakennusosat harmaalla

Rakennusosa	Selite
11	Alueosat
111	Maaosat
<i>1111</i>	<i>Raivausosat</i>
1112	Kaivannot
1113	Kanaalit
1114	Täyttöosat
1115	Penkereet
1116	Kuivatusosat
<i>1117</i>	<i>Erityiset maaosat</i>
112	Tuennat ja vahvistukset
1121	Paalut
1122	Tuennat
1123	Vahvistukset
<i>1124</i>	<i>Erityiset tuennat ja vahvistukset</i>
113	Päällysteet
114	Alueen varusteet
12	Talo-osat
121	Perustukset
1211	Anturat
1212	Perusmuurit, peruspilarit ja peruspalkit
<i>1213</i>	<i>Erityiset perustukset</i>
122	Alapohjat
1221	Alapohjalaatat
1222	Alapohjakanaalit
<i>1223</i>	<i>Erityiset alapohjat</i>
123	Runko
124	Julkisivut
125	Ulkotasot
126	Vesikatot
13	Tilaosat

Ensimmäisestä pääosasta, Alueosat (RO 11), Geokaavassa on käytetty kahta:

- maaosat (RO 111)
- tuennat ja vahvistukset (RO 112)

Päällysteet (RO 113) ja alueen varusteet (RO 114) eivät sisälly Geokaavan määrälaskentaan. Jaksot jakautuvat vielä taulukon 7.1 mukaisiin alaosiin. Maaosista laskennan ulkopuolelle on jätetty raivausosat (RO 1111). Geokaavassa ei ole myöskään käytetty erityisiä maaosia (RO 1117).

Toinen pääosa, Talo-osat (RO 12), koostuu yhteensä 6 jaksosta, joista Geokaavaan sisältyy kaksi jaksoa:

- perustukset (RO 121)
- alapohjat (RO 122)

Taulukon 7.1 mukaisesti Talo-osista Geokaavan ulkopuolelle on rajattu runko (RO 123), julkisivut (RO 124), ulkotasot (RO 125) ja vesikatot (RO 126).

Kolmas pääosa, Tilaosat (RO 13), ei sisällä maa- ja pohjarakenteisiin liittyviä rakennusosia, joten se on rajattu kokonaan pois Geokaavasta.

7.1 Kaivannot (RO 1112) ja kanaalit (RO 1113)

Geokaavassa kaivannot ja kanaalit on jaoteltu viiteen alaosaan:

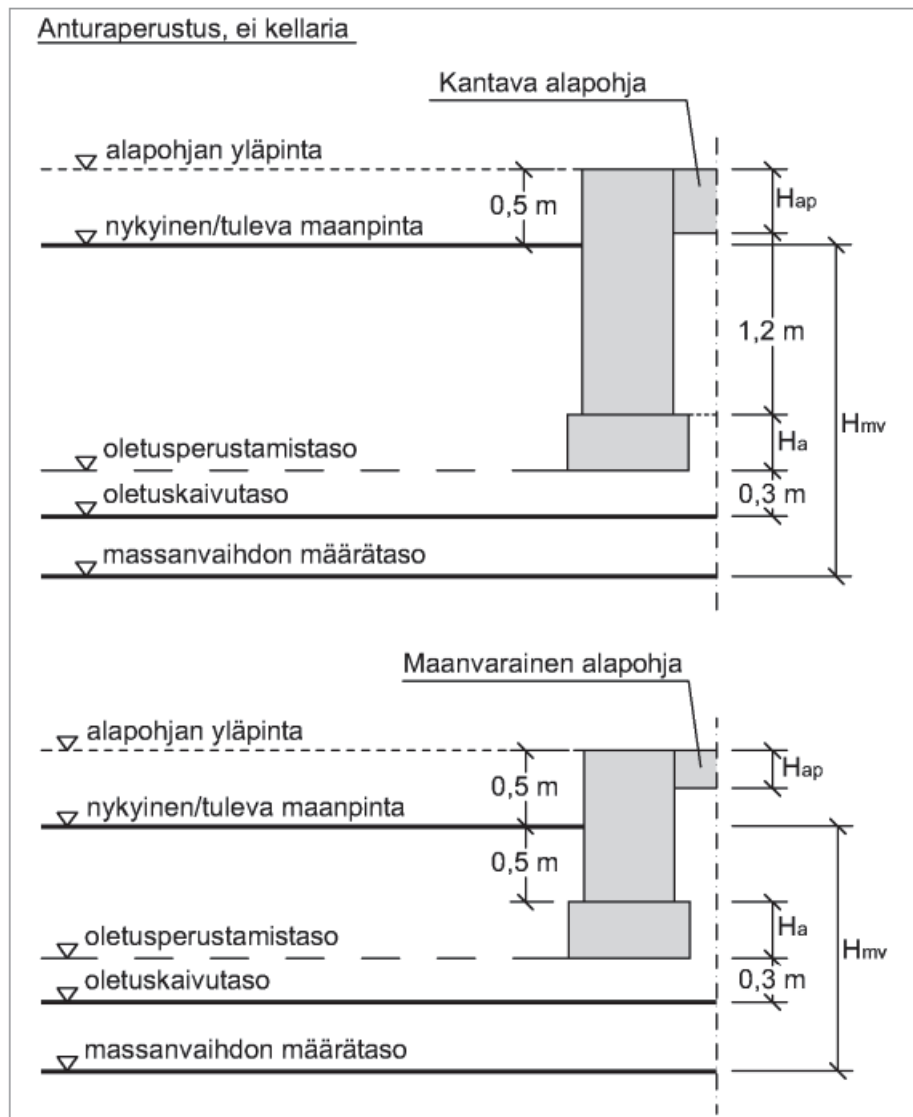
- rakennuskaivannot (RO 11121)
- kaivut pihakannen alapuolisia pysäköintitiloja varten (RO 11122)
- piha-alueen kaivannot (RO 11123)
- putkijohtokanaalit (RO 11131)
- kaivumaiden kuljetus (RO 11124)

7.1.1 Rakennuskaivannot (RO 11121)

Rakennuskaivantojen maankaivu sisältää perustuksia varten tehtävän maankaivun (RO 11121.01), rakennuksen alapuolisen massanvaihdon kaivun (RO 11121.02) sekä perustuksia varten tehtävän louhinnan (RO 11121.03). Perustuksia varten tehtävän maankaivun tai louhinnan syvyys määräytyy joko ohjelman laskeman oletusperustamissyvyyden perusteella tai vaihtoehtoisesti käyttäjän syöttämän perustamissyvyyden perusteella. Oletusperustamissyvyys sekä sitä vastaava kaivussyvyys määräytyvät seuraavien ehtojen ja olettamien perusteella:

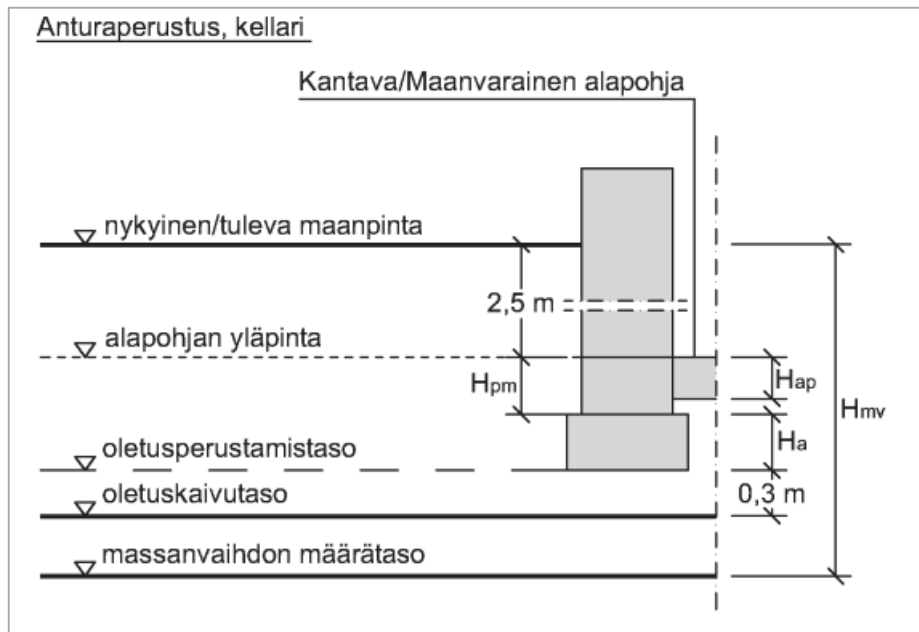
1. kellarittoman rakennuksen alapohjan yläpinta sijaitsee aina 0,5 m tulevan maanpinnan yläpuolella
2. kellarin alapohjan yläpinta sijaitsee aina 2,5 m tulevan maanpinnan alapuolella
3. maanvaraisen alapohjan tapauksessa anturan peitesyvyys on vähintään 0,5 m
4. kantavan alapohjan tuuletustilan korkeus on 1,2 m, mikäli rakennuksessa ei ole kellaria
5. kellarin kantava alapohja on aina maanvastainen (ei tuuletus- tai ryömintätilaa)
6. anturoiden alustäyttö on aina 0,3 m
7. massanvaihdon syvyys määräytyy käyttäjän syöttämän määräsyvyyden perusteella. Massanvaihdon määräsyvyys tulee kuvan 7.4 mukaisesti olla vähintään 0,6 m suurempi kuin rakennuksen perustamissyvyys
8. kaivannon pohja on aina tasainen, eli kaivu tai louhinta tehdään aina yleiskaivutasoon (ei kanaalikaivua tai -louhintaa)

Kuvassa 7.1 on havainnollistettu kellarittoman rakennuksen oletusperustamissyvyyden ja sitä vastaavan kaivussyvyyden määräytyminen Geokaavassa.



Kuva 7.1 Periaatekuvat Geokaavan oletusperustamissyvyyden ja sitä vastaavan kaivussyvyyden määräytymisestä: anturaperustus, ei kellaria

Kuvassa 7.2 on esitetty kellarillisen rakennuksen kaivujen laskentaperiaate. Kellarillisen rakennuksen alapohjan yläpinta oletetaan 2,5 m maanpinnan alapuolelle.

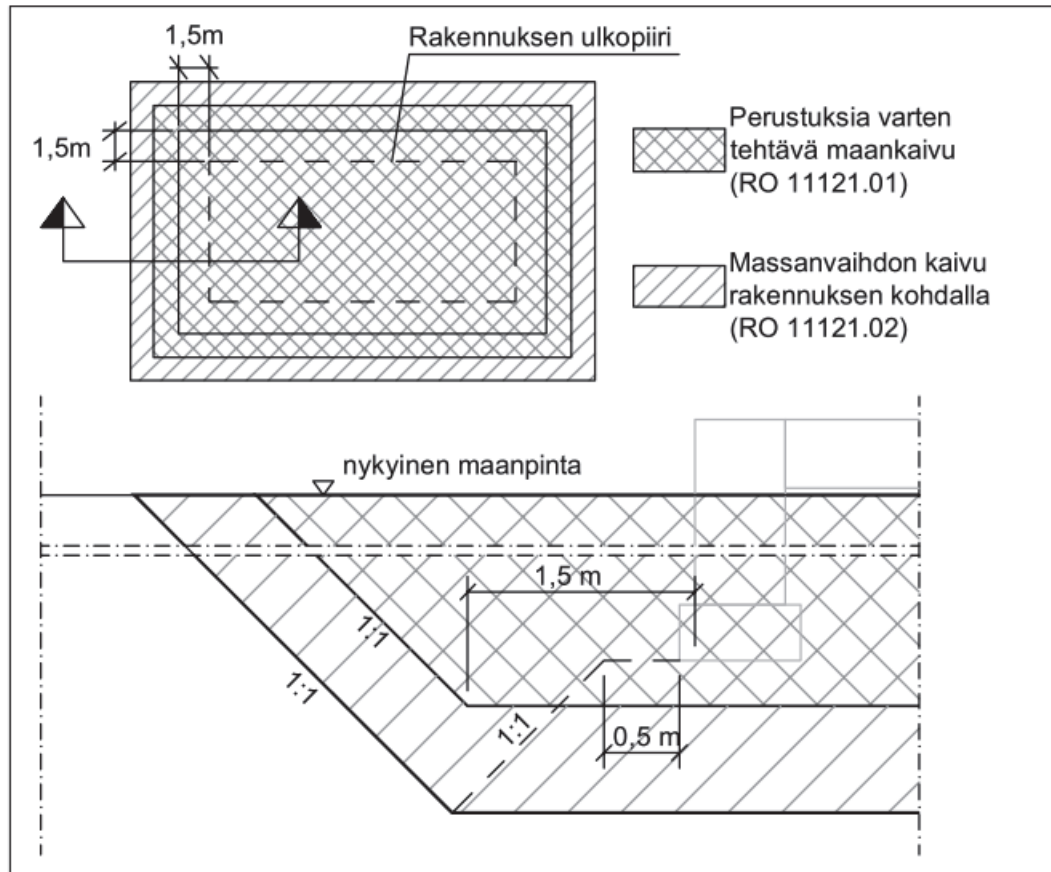


Kuva 7.2 Periaatekuva Geokaavan oletusperustamissyvyyden ja sitä vastaavan kaivussyvyyden määräytymisestä: anturaperustus, kellari

Rakennuskaivannon laajuus rakennuksen ulkopuolella määräytyy Geokaavan määrälaskennassa seuraavien oletusten perusteella:

1. Sivusuunnassa kaivupohjan reuna ulotetaan 1,5 m rakennuksen ulkopiirin ulkopuolelle
2. Louhintapohjan ulkoreuna ulotetaan 1,2 m rakennuksen ulkopiirin ulkopuolelle
3. Rakennuksen alapuolisen massanvaihdon laajuuden määräytymisessä sovelletaan suunnitteluohjetta Sillan geotekniset suunnitteluperusteet, 2007. Kaivun alareuna määräytyy anturan ulkoreunasta 0,5 m sivulle ja siitä 1:1 kaltevuudessa massanvaihdon määräisyvyteen (ks. kuva 7.3)
4. Luiskatun kaivannon luiskakaltevuutena käytetään 1:1
5. Louhinnan seinämät oletetaan pystysuoriksi
6. Tuetun kaivannon seinämät oletetaan pystysuoriksi

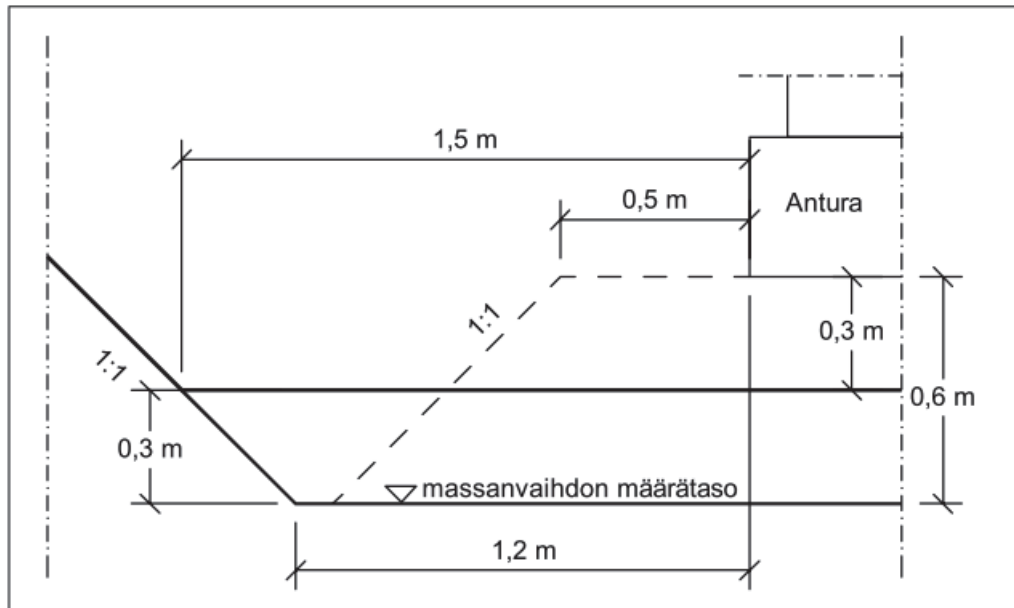
Kuvassa 7.3 on esitetty perustuksia varten tehtävän kaivun ja massanvaihdon kaivun laajuudet.



Kuva 7.3 Perustuksia varten tehtävän kaivun (RO 11121.01) ja massanvaihdon kaivun (RO 11121.02) määrälaskennan periaatteet sekä massanvaihdon laajuuden määrittämisen periaate Geokaavassa

Perustuksia varten tehtävät kaivut jaetaan määrälaskennassa kahteen osaan: rakennuksen sisäpuolisiin kaivumassoihin, jotka lasketaan rakennuksen pinta-alan perusteella ja rakennuksen vierustan kaivumassoihin, jotka lasketaan rakennuksen ulkopiirin perusteella.

Geokaavassa massanvaihdon kaivuksi luokitellaan kaikki perustuksia varten tehtävän kaivun ulkopuolelle sijoittuvat kaivumassat (kuva 7.3). Geokaavan määrälaskennan yksinkertaistamiseksi massanvaihdon määräsyvyyden pienin mahdollinen arvo määräytyy perustuksia varten tehtävän kaivun syvyyden perusteella kuvan 7.4 mukaisesti. Massanvaihdon määrätason tulee olla 0,6 m perustustasoa alempana. Massanvaihdon kaivupohjan minimietäisyydeksi anturan ulkoreunasta määräytyy 1,2 m kuvan 7.4 mukaisesti.



Kuva 7.4 Massanvaihdon määräsyvyyden minimiarvon määräytyminen Geokaavassa

7.1.2 Kaivut pihakannen alapuolisia pysäköintitiloja varten (RO 11122)

Pihakannen alapuolisia pysäköintitiloja varten tehtävät kaivut sisältävät kansirakenteen perustuksia varten tehtävän maankaivun (RO 11122.01) ja louhinnan (RO 11122.02). Geokaavassa pihakannen alapohjan yläpinta oletetaan olevan aina samalla korkeudella rakennuksen alapohjan yläpinnan kanssa. Pihakannen perustamissyvyys ja sitä vastaava kaivussyvyys määräytyvät samoja periaatteita noudattaen kuin rakennuksen perustamis- ja kaivussyvyudet (ks. luku 7.1.1). Myös pihakannen alapuolisen kaivun ja louhinnan laajuudet vaakasuunnassa määräytyvät Geokaavassa samoilla periaatteilla kuin rakennuskaivannon laajuus (ks. luku 7.1.1). Pihakannen alapuolinen massanvaihto tulee tarvittaessa huomioida pihan massanvaihtona (ks. s. 117, Pihan massanvaihdon kaivu (RO 11123.02)).

7.1.3 Piha-alueen kaivut (RO 11123)

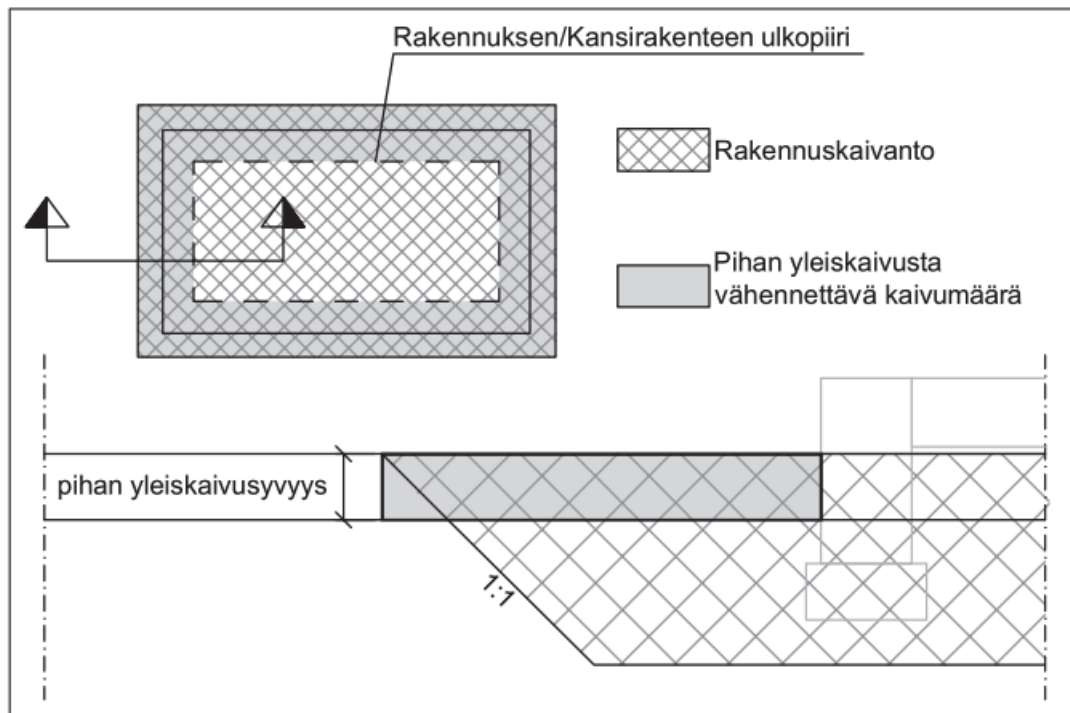
Tässä piha-alueella tarkoitetaan tontin osaa, joka rajautuu rakennuksiin ja pihan kansirakenteisiin. Piha-alueen kaivut jaetaan kolmeen osaan:

- pihan yleiskaivu (RO 11123.01)
- pihan massanvaihdon kaivu (RO 11123.02)
- pihan louhintaa (RO 11123.03)

Piha-alueen kaivut eivät sisällä putkijohtokaivantoja, jotka kuuluvat piha-alueen kanaaleihin (RO 11131, ks. luku 7.1.4)

Pihan yleiskaivu (RO 11123.01)

Geokaavassa pihan yleiskaivu lasketaan joko käyttäjän syöttämän yleiskaivussyvyyden ja pihan pinta-alan perusteella tai vaihtoehtoisesti käyttäjä voi syöttää pihan yleiskaivumäärän suoraan tilavuutena. Piha-alueen yleiskaivumassoissa ei huomioida kaivuluiskia vaan kaivumassat lasketaan Geokaavassa olettaen kaivannon seinämät pystysuoriksi. Piha-alue rajautuu rakennuksen ja kannellisten piha-alueiden ulkopiireihin, mutta rakennuksen ja kansirakenteen kaivannot ulottuvat kuitenkin ulkopiirin ulkopuolelle (ks. kuva 7.5). Tämä huomioidaan pihan yleiskaivumäärissä vähentämällä kaivumääristä rakennuksen ja kansirakenteen vierustojen kaivut yleiskaivussyvyyteen asti kuvan 7.5 mukaisesti.



Kuva 7.5 Pihan yleiskaivuista vähennettävät kaivumäärät

Pihan massanvaihdon kaivu (RO 11123.02)

Piha-alueen massanvaihdon kaivumassat lasketaan käyttäjän syöttämän massanvaihdon pinta-alan ja määräsyvyyden perusteella. Geokaavan laskennassa ei huomioida massanvaihtokaivannon luiskia vaan kaivumäärät lasketaan olettaen kaivannon luiskat pystysuoriksi.

Pihan louhinta (RO 11123.03)

Geokaavassa pihan louhintamäärät lasketaan joko käyttäjän syöttämän yleislouhintasyvyyden ja pihan pinta-alan perusteella tai vaihtoehtoisesti käyttäjä voi syöttää pihan louhintamäärän suoraan tilavuutena. Geokaavan määrälaskennassa louhinnan seinämät oletetaan pystysuoriksi. Mikäli louhintasyvyys on korkeintaan yhden metrin, louhinta-

kustannukset lasketaan louhittavan alueen pinta-alan perusteella. Muutoin louhinnan kustannukset lasketaan louhintakuutioiden perusteella.

7.1.4 Putkijohtokanaalin kaivu (RO 11131.01) ja louhinta (RO 11131.02)

Geokaavassa putkijohtokanaalin pohjan leveys on aina 1,5 m ja kanaalin syvyys on 2,0 m. Käyttäjä arvioi itse tontille sijoittuvan putkijohtolinjan pituuden. Käyttäjä valitsee kaivantotyyppin seuraavista:

- luiskattu kaivanto
- tuentaelementein tuettu kaivanto
- teräsponttiseinin tuettu kaivanto
- louhittu kaivanto

Geokaavan putkijohtokanaalin määrälaskennassa luiskatun kaivannon luiskat oletetaan kaltevuuteen 1:1, tuentaelementin taustan luiskat oletetaan 5:1 kaltevuuteen ja teräsponttiseinin tuetun kaivannon seinämät oletetaan pystysuoriksi. Myös louhintaseinämät oletetaan pystysuoriksi määrälaskennassa. Putkijohtokanaalin louhintakustannukset lasketaan juoksumetriä kohden eli tyyppikanaalille arvioidaan louhinnan yksikkökustannus juoksumetriä kohti.

7.1.5 Kaivumaiden ja kallioulouheen kuljetus (RO 11124)

Geokaava laskee yhteen kaikki tontilla muodostuvat kaivut. Myös esikuormituspenkeen poisto sisältyy tontin kaivumääriin. Kaivumaat jaotellaan Geokaavassa seuraaviin pohjamaaluokkiin:

- kitkamaat
- koheesiomaat
- pilaantuneet maat

Käyttäjä arvioi eri pohjamaaluokkien prosentuaaliset osuudet koko tontin kaivumäärästä. Geokaavassa kitkamaaksi luokitellaan myös vanhat louhetäytöt, jotka ovat yleisiä etenkin pääkaupunkiseudun ranta-alueilla. Käyttäjä arvioi itse eri pohjamaaluokkien prosentuaaliset osuudet kaivumassoista, ja Geokaava laskee prosenttiosuuksien perusteella kaivumassat pohjamaaluokittain. Louhintamassat eivät sisälly kaivumassoihin, vaan Geokaava laskee louhintamassat erikseen. Käyttäjä valitsee kallioulouheelle, kitkamaille ja pehmeikkömaille kuljetusetäisyydet seuraavista vaihtoehdoista:

- kuljetusetäisyys < 5 km
- kuljetusetäisyys 5...10 km
- kuljetusetäisyys 10...20 km
- kuljetusetäisyys 20...50 km
- kuljetusetäisyys > 50 km

Pilaantuneiden maiden kuljetuskustannuksia Geokaavassa ei lasketa, vaan käyttäjä voi syöttää pilaantuneiden maiden kuljetukseen ja muuhun käsittelyyn liittyvän kokonaiskustannuksen erikseen.

7.2 Täyttöosat (RO 1114)

Geokaavassa täyttöosiin lukeutuu tontilla tehtävät rakennuspohjan, putkijohtokanaalin ja massanvaihdon täytöt sekä piha-alueella tehtävät alueelliset täytöt ja pihakannen alapuoliset täytöt. Täyttöosat jakautuvat kolmeen osaan:

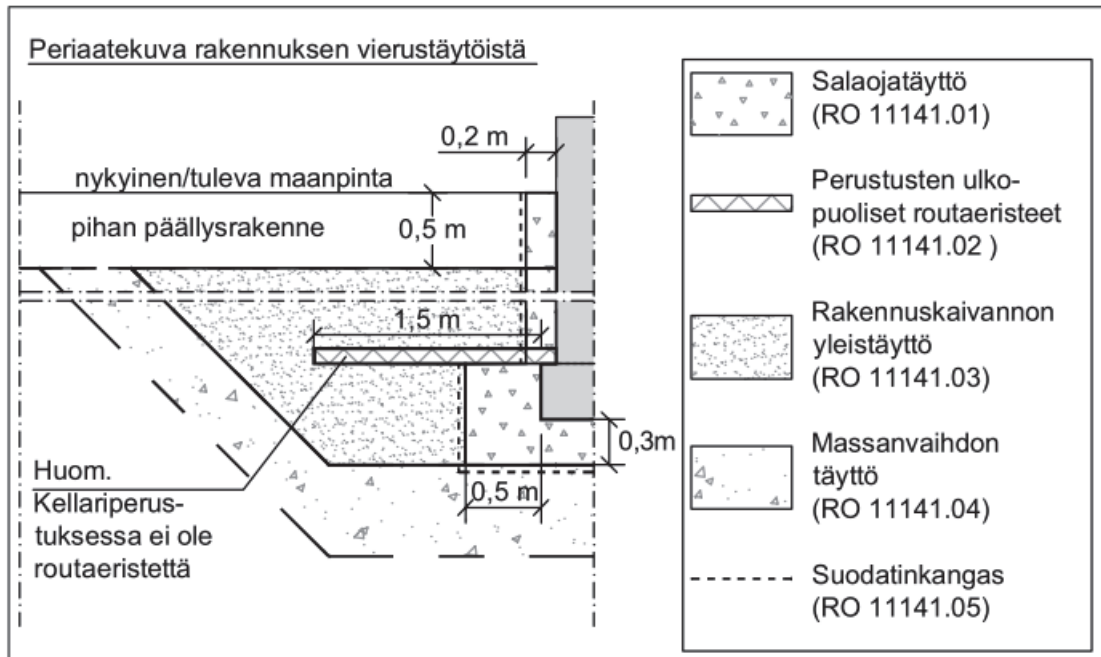
- rakennuspohjan täytöt (RO 11141)
- pihakannen rakennuspohjan täytöt (RO 11142)
- piha-alueen täytöt (RO 11143)

7.2.1 Rakennuspohjan täytöt (RO 11141)

Rakennuspohjan täytöillä tarkoitetaan Geokaavassa rakennuksen alapuolella ja vierustalla tehtäviä täyttöjä mukaan lukien routaeristeet ja suodatinkankaat. Rakennuspohjan täytöt koostuvat seuraavista rakennusosista:

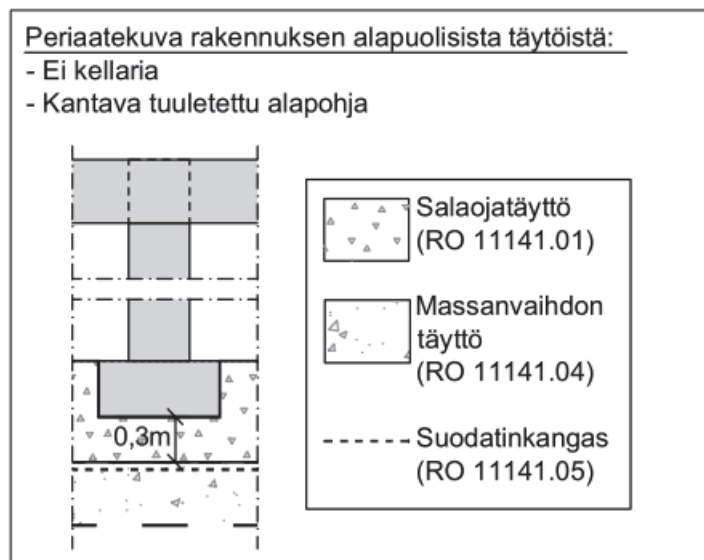
- salaojatäyttö (RO 11141.01)
- perustusten ulkopuoliset routaeristeet (RO 11141.02)
- rakennuskaivannon yleistäyttö (RO 11141.03)
- massanvaihdon täyttö (RO 11141.04)
- suodatinkangas (RO 11141.05)

Rakennuspohjan täyttöihin ei lasketa piha-alueen päällysrakennetta, joka oletetaan 0,5 m paksuksi koko piha-alueella, myös rakennuksen ja kansirakenteen vierellä. Kuvassa 7.6 on esitetty rakennuksen vierustäyttöjen määräytymisen periaatteet Geokaavassa. Alapohjan alapuolinen kapillaarikatkokerrokset ja rakennuksen viereinen salaojatäyttö muodostavat yhtenäisen kerroksen. Ulkoseinälinjan anturan alapuolella salaojatäytön paksuus on 0,3 m ja se ulottuu 0,5 m anturan ulkopuolelle. Perusmuurin vierellä salaojatäytön paksuus on 0,2 m. Suodatinkangas sijoittuu salaojatäytön ympärille erottaen salaojatäytön pohjamaasta ja rakennuskaivannon yleistäytöstä tai mahdollisen massanvaihdon täytöstä. Rakennuksen ulkopuolinen routaeriste ulottuu 1,5 m etäisyydelle anturan ulkoreunasta ja routaeristeiden paksuutena käytetään 0,1 m.



Kuva 7.6 Periaatekuva rakennuksen viereisistä täytöistä

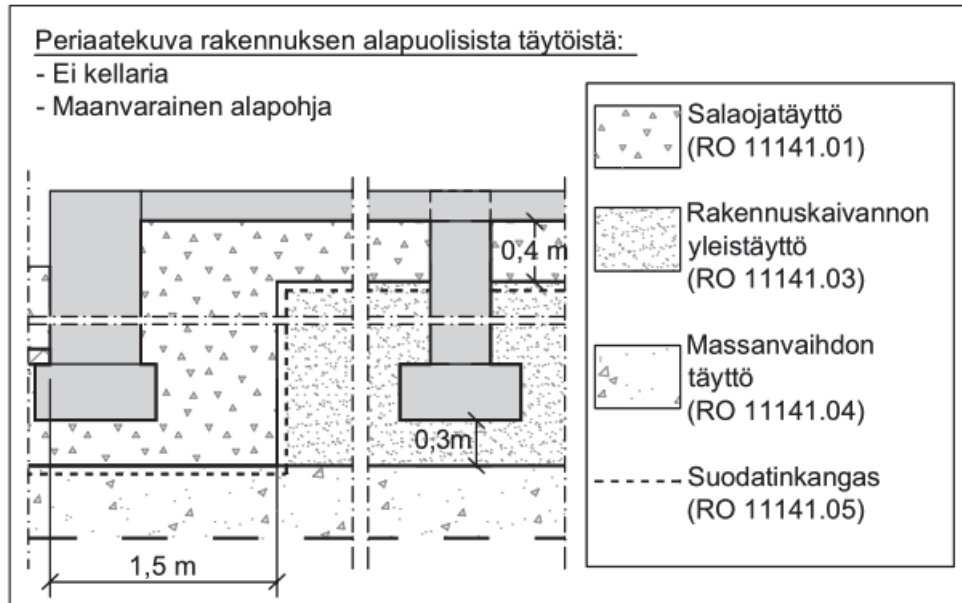
Kuvassa 7.7 on esitetty Geokaavan määrälaskennan periaatteet kellarittoman rakennuksen alapuolisten täyttöjen osalta alapohjan ollessa ryömintätilainen kantava alapohja. Kantavan alapohjan alapuolella salaojatäyttö ulottuu anturoiden yläpinnan tasosta perustusten kaivutasoon, joka sijaitsee kuvan mukaisesti 0,3 m perustamissyvyyden alapuolella. Suodatinkangas erottaa salaojatäytön pohjamaasta ja rakennuskaivannon yleistäytöstä tai mahdollisesta massanvaihdon täytöstä.



Kuva 7.7 Periaatekuva rakennuspohjan täytöistä: ei kellaria, kantava alapohja

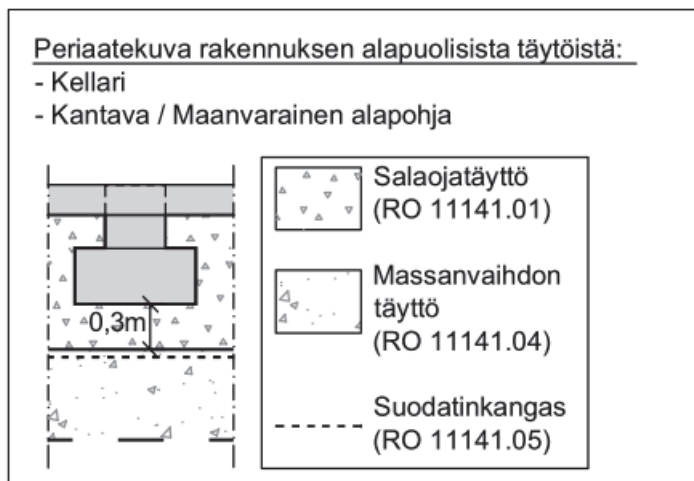
Kuvassa 7.8 on esitetty Geokaavan määrälaskennan periaatteet kellarittoman rakennuksen alapuolisten täyttöjen osalta alapohjan ollessa maanvarainen. Maanvaraisen alapohjan alapuolella salaojatäytön paksuus on 0,4 m ja sen alapuolella on yleistäyttöä, joka ulottuu 0,3 m anturoiden alapuolelle. Rakennuksen 1,5 m leveällä reuna-alueella sala-

ojatäyttö ulottuu alapohjan alapinnasta 0,3 m anturoiden alapuolelle kuvan 7.8 mukaisesti. Suodatinkangas erottaa salaojatäytön pohjamaasta tai mahdollisen massanvaihdon täytöstä.



Kuva 7.8 Periaatekuva rakennuksen alapuolisista täytöistä: ei kellaria, maanvarainen alapohja

Kuvassa 7.9 on esitetty Geokaavan määrälaskennan periaatteet rakennuksen kellarin alapuolisten täyttöjen osalta. Kellarin alapohjan alapuolella salaojatäyttö ulottuu alapohjan alapinnasta 0,3 m anturoiden alapuolelle. Suodatinkangas erottaa salaojatäytön pohjamaasta tai mahdollisesta massanvaihdon täytöstä.



Kuva 7.9 Kellarillisen rakennuksen alapuolisten täyttöjen laskennassa tehdyt oletukset Geokaavassa

7.2.2 Pihakannen rakennuspohjan täytöt (RO 11142)

Pihakannen alapuolisilla täytöillä tarkoitetaan kansirakenteen alapohjan alapuolella ja vierustalla tehtäviä täyttöjä routaeristeet ja suodatinkankaat mukaan lukien. Kansirakenteen alapuoliset täytöt koostuvat seuraavista rakennusosista:

- salaojatäyttö (RO 11142.01)
- perustusten ulkopuoliset routaeristeet (RO 11142.02)
- pihakannen kaivannon yleistäyttö (RO 11142.03)
- suodatinkangas (RO 11141.04)

Pihakannen alapuolisten täyttöjen määräytymisperusteet ovat samat kuin rakennuspohjan täyttöjen määräytymisperusteet, jotka on esitelty luvussa 7.2.1.

7.2.3 Piha-alueen täytöt (RO 11143)

Piha-alueen täytöillä tarkoitetaan pihan alueellisia täyttöjä (RO 11143.01), putkijohtokaivannon täyttöjä (RO 11143.02) ja massanvaihdon täyttöä (RO 11143.03). Pihan täyttömäärien laskennan periaatteet Geokaavassa on esitetty alla.

Pihan alueellinen täyttö (RO 11143.01)

Geokaavassa pihan alueellinen täyttö lasketaan joko käyttäjän syöttämän yleistäyttöpaksuuden ja pihan pinta-alan perusteella tai vaihtoehtoisesti käyttäjä voi syöttää pihan yleistäyttömäärän suoraan tilavuutena. Geokaavan laskennassa ei huomioida täyttöjen luiskia.

Putkijohtokaivannon täytöt (RO 11143.02)

Geokaavassa putkijohtokaivannon täyttöjä ei ole jaoteltu erikseen arinatäyttöihin, alkutäyttöihin ja lopputäyttöihin vaan kaikki täytöt sisältyvät samaan rakennusosaan. Putkijohtokaivannon täytöt lasketaan putkijohtokanaalin kaivu- tai louhintamäärien (RO 11131.01 ja RO 11131.02) perusteella olettaen maanpintaan 0,5 m paksu päällysrakennekerros, jota ei lasketa mukaan putkijohtokaivannon täyttömääriin.

Pihan massanvaihdon täyttö (RO 11143.03)

Geokaavassa pihan massanvaihdon täytön tilavuus on määritetty samaksi kuin pihan massanvaihdon kaivumäärä (RO 11123.02). Pihan massanvaihdon täyttö sisältää siis myös pihakantta varten tehtävän massanvaihdon täytön.

7.3 Kuivatusosat (RO 1116)

Kuivatusosat on Geokaavassa jaettu kahteen osaan:

- rakennuksen perustusten kuivatusosiin (RO 11161)
- pihakannen perustusten kuivatusosiin (RO 11162)

Geokaavassa kuivatusosat koostuvat salaojaputkista ja niiden tarkastuskaivoista. Salaojaputken pituudeksi oletetaan rakennuksen tai pihakannen ulkopiirin pituus ja salaojaputken halkaisijana käytetään 110 mm. Tarkastuskaivojen lukumäärä lasketaan olettaen ulkopiirille sijoittuvien tarkastuskaivojen keskinäiseksi etäisyydeksi 15 m.

7.4 Paalut (RO 1121)

Geokaavassa paalut (RO 1121) jaotellaan neljään osaan:

- rakennuksen paalut (RO 11211)
- pihakannen paalut (RO 11212)
- piha-alueen paalut (RO 11213)
- muut paaluihin liittyvät rakennusosat (RO 11214)

Rakennuksen ja pihakannen paalumäärien laskentaperiaatteet on esitetty luvuissa 6.6 ja 6.10, joten niitä ei käsitellä tässä.

7.4.1 Piha-alueen paalut (RO 11213)

Piha-alueen paaluilla tarkoitetaan pihan paalulaattarakenteen paaluja (RO 11213.01) ja putkijohtolinjan paalulaattarakenteen paaluja (RO 11213.02). Geokaavassa paalulaattojen paalutyypiksi oletetaan teräsbetonipaalu, jonka koko on 300x300 mm². Paalulaattarakenteiden betonilaatat eivät kuulu tähän rakennusosaan, vaan niiden laskentaperiaatteet on esitetty luvussa 7.6.2 Esirakentaminen ja pohjanvahvistukset piha-alueella.

Pihan paalulaattarakenteen paalut (RO 11213.01)

Pihan paalulaatan paalujen lukumäärä lasketaan käyttäjän syöttämän paalujen k/k-jaon ja paalulaatan pinta-alan perusteella. Geokaavassa k/k-jaon oletusarvona on 1 m (eli 1 kpl/m²).

Putkijohtolinjan paalulaattarakenteen paalut (RO 11213.02)

Putkijohtolinjan paalumäärät lasketaan käyttäjän syöttämän k/k-jaon perusteella, joka annetaan Geokaavassa paalujen lukumääränä putkijohtolinjan juoksumetriä kohden. Geokaavassa putkijohtolinjan k/k-jaon oletusarvona on 1 kpl/jm. Geokaava laskee paalujen juoksumetrit paalujen lukumäärien sekä paalupituuden perusteella. Paalupituus on sama kuin käyttäjän syöttämä rakennuksen paalujen pituus.

7.4.2 Muut paaluihin liittyvät rakennusosat (RO 11214)

Muita paaluihin liittyviä rakennusosia ovat:

- paalujatkokset (RO 11214.01)
- paalujen katkaisu (RO 11214.02)
- kalliokärjet (RO 11214.03)
- täytteenläpäisy (RO 11214.05)

Käyttäjä syöttää paalujatkosten lukumäärän yhtä paalua kohden, jonka perusteella Geokaava laskee jatkosten kokonaismäärän tontin paaluille. Käyttäjä voi valita, onko paaluissa kalliokärjet. Mikäli käyttäjä valitsee kalliokärjet käytettäväksi, Geokaava laskee kalliokärkien lukumäärän tontin kokonaispaalumäärän perusteella. Täytteen läpäisy lasketaan Geokaavassa paalujuoksumetreinä käyttäjän syöttämän ”läpäistävän täytemaakerroksen paksuuden” ja tontin kokonaispaalumäärän perusteella. Täytemaan paksuus oletetaan samaksi koko tontin alueella.

7.5 Tuennat (RO 1122)

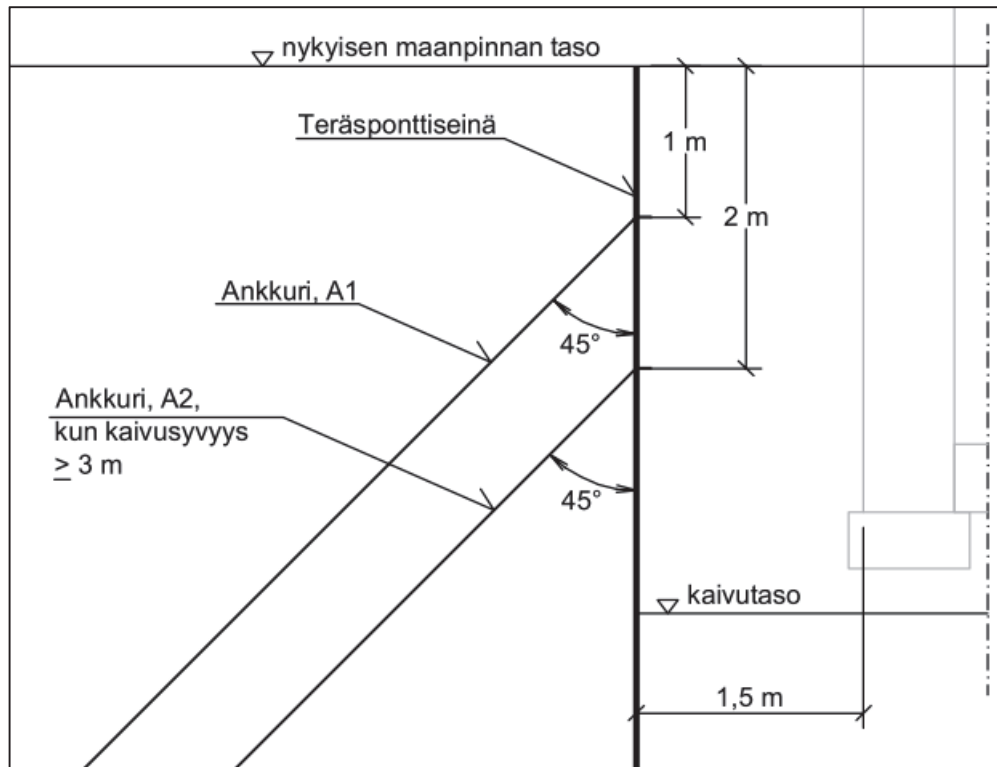
Tuennoilla tarkoitetaan rakennuskaivannon ja putkijohtokaivannon tuentaan liittyviä tukirakenteita. Geokaavassa tuentojen määrälaskenta perustuu osittain käyttäjän syöttämiin lähtötietoihin ja osittain Geokaavassa tehtyihin oletamiin.

7.5.1 Rakennuskaivannon tuennat (RO 11221)

Käyttäjä määrittää tukiseinän alapään syvyyden kaivannon pohjasta sekä tukiseinälinjan pituuden. Rakennuskaivannon tuentojen määrälaskentaa varten on Geokaavassa tehty seuraavat oletukset:

1. Rakennuskaivannon tuentatapa on kallioankkuroitu teräsponttiseinä
2. Kallioankkurit ovat 45° kulmassa tukiseinään nähden ja niiden alapään taso on 2 m kallionpinnan alapuolella
3. Ankkureiden vaakajaon oletusarvona käytetään 5 m. Käyttäjä voi tarvittaessa muuttaa arvoa.
4. Tukitasojen lukumäärä määräytyy kaivannon syvyyden perusteella:
 - kaivannon syvyys < 3 m \rightarrow 1 tukitaso
 - kaivannon syvyys ≥ 3 m \rightarrow 2 tukitasoa
5. Ylemmän tuen taso on -1 m tukiseinän yläpäästä
6. Alemman tuen taso on -2 m tukiseinän yläpäästä

Kuvassa 7.10 on esitetty rakennuskaivannon tukirakenteiden periaatteet, joiden perusteella Geokaava laskee teräsponttiseinän pinta-alan ja ankkureiden juoksumetrit.



Kuva 7.10 Periaatekuva rakennuskaivannon tuentarakenteiden laskennassa tehdyistä oletuksista Geokaavassa

Geokaavassa ei lasketa erikseen pihakansikaivannon tuentoja, vaan käyttäjä voi tarvittaessa sisällyttää pihakansikaivannon tuennat rakennuskaivannon tuentoihin kasvattamalla rakennuskaivannon tukiseinälinjan pituutta. Tällöin tulee kustannuksia tarkasteltaessa huomioda, että pihakannen tuentakustannukset on sisällytetty rakennuksen pohjarakentamisen kustannuksiin.

7.5.2 Putkijohtokaivannon tuennat (RO 11223)

Käyttäjä voi valita putkijohtokaivannon tuentatavaksi tuentaelementin tai teräsponsittiseinän. Tuentaelementillä tuetun kaivannon yksikköhinta syötetään Geokaavassa kaivantotuoksumetriä kohden. Tuentaelementin korkeudeksi oletetaan 2,5 m.

Mikäli käyttäjä valitsee tuentatavaksi teräsponttiseinän, käyttäjä määrittää tukiseinän alapään syvyyden kaivannon pohjasta. Putkijohtokaivannon tuentojen määrälaskentaa varten on Geokaavassa tehty seuraavat oletukset:

1. Tukiseinälinjan pituus on putkijohtolinjan pituus kerrottuna kahdella
2. Tuentatapa on sisäpuolelta tuettu teräsponsittiseinä
3. Tukitasoja on 1 kpl
4. Tukien vaakajaon oletusarvona käytetään 5 m. Käyttäjä voi tarvittaessa muuttaa arvoa.

Edellä esitettyjen periaatteiden mukaisesti Geokaava laskee tukiseinän pinta-alan ja vaakasukien lukumäärän.

7.6 Vahvistukset (RO 1123)

Geokaavassa vahvistuksilla tarkoitetaan tontilla tehtäviä esirakentamis- ja pohjanvahvistustoimenpiteitä. Vahvistukset jaetaan kolmeen osaan, jotka ovat:

- esirakentaminen rakennuksen kohdalla (RO 11231)
- esirakentaminen ja pohjanvahvistukset piha-alueella (RO 11232)
- esirakentaminen ja pohjanvahvistukset putkijohtolinjalla (RO 11233)

7.6.1 Rakennuspohjan pohjanvahvistukset (RO 11231)

Geokaavassa käyttäjä voi valita rakennuspohjan pohjanvahvistusmenetelmäksi esikuormituksen, syvätiivistyksen, massanvaihdon tai pilaristabiloinnin. Massanvaihto ei kuitenkaan sisälly tähän rakennusosaan vaan luvun 7.1.1 mukaisesti massanvaihdon kaivu (RO 11121.02) sisältyy rakennuskaivantoihin (RO 11121), ja luvun 7.2.1 mukaisesti massanvaihdon täyttö (RO 11141.04) sisältyy rakennuspohjan täyttöihin (RO 11141). Geokaavan Yhteenveto-taulukossa massanvaihtokustannukset esitetään kuitenkin esirakentamiskustannusten alla.

Esikuormitus (RO 11231.01)

Esikuormituspenkereen tilavuus lasketaan käyttäjän syöttämän esikuormituspenkereen korkeuden sekä rakennuksen alan ja ulkopiirin perusteella olettaen esikuormituksen ulottuvan 0,5 m rakennuksen ulkopiirin ulkopuolelle. Esikuormituspenkereen luiskia ei huomioida Geokaavassa. Esikuormituspenkereen kustannukset muodostuvat Geokaavassa täyttö- ja leikkauskustannuksista. Leikkauskustannuksissa ei ole huomioitu esikuormituspenkereen painumaa, vaan täyttö- ja leikkausmassat esitetään yhtä suurina. Käyttäjä voi halutessaan huomioida penkereen painumasta aiheutuvan pienemmän leikkausmäärän yksikkö hinnassa. Esikuormituspenkereen leikkausmassat lasketaan mukaan tontin kaivumassoihin. Kaivumaiden kuljetuskustannukset on mahdollista huomioida luvussa 7.1.5 esitettyjen periaatteiden mukaisesti (ks. s. 118).

Pudotustiivistys (RO 11231.02)

Geokaavassa rakennuspohjan pudotustiivistyksen pinta-ala lasketaan olettaen syvätiivistyksen ulottuvan 0,5 m rakennuksen ulkopiirin ulkopuolelle. Syvätiivistyksen kustannuksissa huomioidaan lisäksi työmaan aloitus ja lopetus käyttäjän syöttämän kustannuksen perusteella.

Pilaristabilointi (RO 11231.03)

Rakennuspohjan pilaristabiloinnilla tarkoitetaan tässä pilaristabilointia alapohjan alapuolisten täyttöjen alla, ei rakennuksen perustamista pilaristabiloinnin varaan. Stabiloitavan alueen laajuudeksi oletetaan rakennuksen pinta-ala. Stabilointipilareiden k/k-jaolle on annettu Geokaavassa oletusarvoksi 1 m, mutta käyttäjä voi tarvittaessa muuttaa

jakoa. Pilaristabiloinnin oletetaan ulottuvan savikerroksen alapintaan saakka, jolloin pilareiden pituudeksi oletetaan käyttäjän syöttämä savikerroksen paksuus.

7.6.2 Esirakentaminen ja pohjanvahvistukset piha-alueella (RO 11232)

Geokaavassa käyttäjä voi valita piha-alueen esirakentamis- tai pohjanvahvistusmenetelmäksi jonkun seuraavista:

- esikuormitus
- esikuormitus + pystyjoitus
- syvätiivistys
- massanvaihto määräsyvyyteen
- kevennys
- pilaristabilointi
- massastabilointi määräsyvyyteen
- paalulaatta

Esikuormitus (RO 11232.01)

Esikuormituspenkereen tilavuus lasketaan käyttäjän syöttämän esikuormituspenkereen korkeuden ja pinta-alan perusteella huomioimatta penkereen luiskamassoja. Piha-alueen esikuormituspenkereen kustannukset muodostuvat samoin perustein kuin rakennuksen esikuormituspenkereen kustannukset (ks. s. 126).

Pystyjoitus (RO 11232.02)

Geokaavassa pystyjojen k/k-jaon oletusarvona käytetään 1 m. Käyttäjä voi tarvittaessa muuttaa arvoa. Pystyjojen pituudeksi oletetaan käyttäjän syöttämä savikerroksen paksuus. Geokaava laskee edelle esitettyjen oletusten perusteella pystyjojen juoksumetrit.

Pudotustiivistys (RO 11232.03)

Geokaavassa pudotustiivistys lasketaan käyttäjän syöttämän pinta-alan perusteella. Pudotustiivistyksen kustannuksissa huomioidaan lisäksi työmaan aloitus ja lopetus käyttäjän syöttämän kustannuksen perusteella. Mikäli pudotustiivistystyömaan aloituksen ja lopetuksen kustannus on jo huomioitu rakennuspohjan esirakentamiskustannuksissa, Geokaava jättää kustannuksen automaattisesti laskematta.

Kevennys (RO 11232.04)

Kevennysrakenteen tilavuus lasketaan Geokaavassa käyttäjän syöttämän pinta-alan ja kevennyksen paksuuden perusteella.

Pilaristabilointi (RO 11232.05)

Geokaavassa stabilointipilareiden k/k-jaon oletusarvoksi on annettu 1 m, mutta käyttäjä voi tarvittaessa muuttaa jakoa. Pilaristabiloinnin oletetaan ulottuvan savikerroksen alapintaan saakka, jolloin pilareiden pituudeksi oletetaan käyttäjän syöttämä savikerroksen

paksuus. Geokaava laskee edellä esitettyjen oletusten perusteella pilareiden juoksumetrit. Pilareiden halkaisijana käytetään Geokaavassa 600 mm.

Massastabilointi (RO 11232.06)

Käyttäjä syöttää piha-alueella tehtävän massastabiloinnin määräsyvyyden sekä pinta-alan. Massastabiloitavan maan tilavuus lasketaan pinta-alan ja määräsyvyyden perusteella. Massastabiloinnin päälle tarvittavan tiivistyspenkereen (n. 0,5 m) kustannukset oletetaan sisältyvän massastabiloinnin yksikköhintaan.

Paalulaattarakenteen betonilaatta (RO 11232.07)

Geokaavassa paalulaattarakenteen betonilaatan paksuudeksi oletetaan 0,4 m. Betonilaatan tilavuus lasketaan oletuspaksuuden ja käyttäjän syöttämän paalulaatan pinta-alan perusteella.

Paalulaattarakenteen paalut eivät kuulu tähän rakennusosaan, vaan niiden laskentaperiaatteet on esitetty luvussa 7.4.1 Piha-alueen paalut.

7.6.3 Esirakentaminen ja pohjanvahvistukset putkijohtolinjalla (RO 11233)

Geokaavassa käyttäjä voi valita putkijohtolinjan esirakentamis- tai pohjanvahvistusmenetelmäksi jonkun seuraavista:

- kevennys
- teräsbetoniarina
- pilaristabilointi
- massastabilointi määräsyvyyteen
- paalulaatta

Kevennys (RO 11233.01)

Kevennysrakenteen tilavuus lasketaan Geokaavassa käyttäjän syöttämän pinta-alan ja kevennyksen paksuuden perusteella.

Teräsbetoniarina (RO 11233.02)

Teräsbetonilaatan paksuudeksi oletetaan 0,2 m. Betonilaatan tilavuus lasketaan oletuspaksuuden ja Geokaavan mukaisen putkijohtokaivannon leveyden (1,5 m) perusteella.

Pilaristabilointi (RO 11233.03)

Geokaavassa pilaristabiloinnin pilareiden lukumäärä lasketaan oletusarvoisesti olettaen yksi pilari yhtä putkijohtolinjan juoksumetriä kohden (1 kpl/jm). Käyttäjä voi tarvittaessa muuttaa pilarijakoa. Pilaristabiloinnin oletetaan ulottuvan savikerroksen alapintaan saakka, jolloin pilareiden pituudeksi oletetaan käyttäjän syöttämä savikerroksen pak-

suus. Geokaava laskee edellä esitettyjen oletusten perusteella pilareiden juoksumetrit. Geokaavassa pilareiden halkaisijana käytetään 600 mm.

Massastabilointi (RO 11233.04)

Käyttäjä syöttää putkijohtolinjan massastabiloinnin määräsyvyyden. Massastabiloitavan maan tilavuus lasketaan määräsyvyyden, putkijohtolinjan pituuden sekä Geokaavan mukaisen putkijohtokaivannon leveyden (1,5 m) perusteella olettaen, että myös kaivannon luiskat stabiloidaan. Luiskakaltevuudeksi oletetaan 1:1 ja Geokaavan tyyppikaivannon syvyys on 2,0 m, minkä perusteella Geokaavassa stabiloitavan alueen leveytenä käytetään 5 m.

Paalulaattarakenteen betonilaatta (RO 11233.05)

Geokaavassa paalulaattarakenteen betonilaatan paksuudeksi oletetaan 0,4 m. Betonilaatan tilavuus lasketaan oletuspaksuuden ja käyttäjän syöttämän paalulaatan pinta-alan perusteella.

Paalulaattarakenteen paalut eivät kuulu tähän rakennusosaan, vaan niiden laskentaperiaatteet on esitetty luvussa 7.4.1 ”Piha-alueen paalut”.

8 YHTEENVETO

8.1 Yleistä

Kaavoitusvaiheessa tontin pohjarakentamisen kustannusten arviointi on haastavaa, sillä suunnitelmat ovat yleispiirteisiä ja lähtötiedot rajalliset. Tämän tutkimuksen tuloksena luotiin Excel-pohjainen kustannuslaskentaohjelma, Geokaava, jonka avulla geotekninen suunnittelija pystyy arvioimaan tontin pohjarakentamisen kustannuksia kaavoitusvaiheen suunnittelussa. Geokaava on rakennusosapohjainen kustannusten arviointiin tarkoitettu ohjelma, jossa maa- ja pohjarakennusosien määrälaskenta tapahtuu pääasiassa ohjelman sisällä käyttäjän syöttämien lähtötietojen ja laskennassa tehtävien oletusten perusteella. Tontti jaetaan Geokaavassa neljään osaan, jotka ovat:

- rakennus
- pihakansi
- piha-alue
- putkijohtolinja

Jokaisen osa-alueen pohjarakennuskustannukset lasketaan Geokaavassa erikseen. Kustannukset on koottu Yhteenveto-taulukkaan, jossa kustannuksia voidaan tarkastella osa-alueittain, kokonaiskustannuksina tai suhteutettuna rakennuksen kerrosneliömetreihin. Lisäksi esitetään lisäkustannukset kantavalle maalle rakentamiseen verrattuna.

8.2 Kustannusten muodostuminen Geokaavassa

Geokaavan antama kustannusarvio tontin pohjarakentamisen kustannuksista perustuu käyttäjän syöttämiin lähtötietoihin, Geokaavan sisällä tapahtuvaan määrälaskentaan ja siinä tehtyihin oletuksiin sekä käyttäjän syöttämiin yksikkökustannuksiin.

8.2.1 Rakennuksen maa- ja pohjarakenteiden kustannukset

Rakennuksen maa- ja pohjarakenteiden kustannukset muodostuvat Geokaavassa seuraavista tekijöistä:

- rakennuskaivannon kaivu, louhinta ja tuennat sekä kaivumaiden käsittely
- rakennuspohjan täytöt
- rakennuspohjan esirakentamis- tai pohjanvahvistustoimenpiteet
- rakennuksen perustusrakenteet

Rakennuskaivannon laajuus määräytyy rakennuksen alan ja Geokaavan sisältämien oletusten perusteella. Mikäli käyttäjä haluaa laskea rakennuskaivannon tuennalle kustan-

nukset, tulee määrittää tukiseinälinjan pituus ja korkeus. Geokaava tekee oletuksen tukitasojen lukumäärästä sekä ankkuroinnin vaakajaosta.

Rakennuspohjan täyttöjä ovat salaojatäytöt, routaeriste, suodatinkangas ja yleistäyttö. Yleistäytöllä tarkoitetaan tässä jäljelle jäävää tilavuutta, kun rakennuspohjan kaivutilavuudesta vähennetään muiden täyttöjen ja rakennuskaivantoon sijoittuvien perustusrakenteiden tilavuudet. Täyttöjen määrälaskenta perustuu Geokaavassa tehtyihin oletuksiin täyttöjen paksuuksista ja laajuuksista. Pihan päällysrakenteen paksuudeksi oletetaan 0,5 m, ja sitä ei lasketa mukaan rakennuspohjan täyttöihin.

Rakennuspohjan vahvistusmenetelmäksi käyttäjä voi valita esikuormituksen, massanvaihdon, pudotustiivistyksen tai pilaristabiloinnin. Esikuormituksen lisätiedoksi käyttäjä syöttää esikuormituspenkereen korkeuden. Geokaavassa on tehty oletus esikuormituspenkereen laajuudesta rakennuksen alaan nähden. Esikuormituksen kustannus koostuu esikuormituspenkereen teosta ja poistosta. Penkereen painumaa ei huomioida pengertilavuuksissa. Massanvaihdon lisätietona annetaan määräsyvyys. Massanvaihdon kustannukset koostuvat massanvaihdon kaivusta ja täytöstä, jotka oletetaan olevan yhtä suuret. Massanvaihdon laajuus sivusuunnassa määräytyy Geokaavan oletusten perusteella. Pudotustiivistyksen kustannus lasketaan pinta-alaa kohden. Geokaavassa on tehty oletus tiivistettävän alueen laajuudesta rakennuksen alaan nähden. Rakennuspohjan pilaristabiloinnilla tarkoitetaan tässä pilaristabilointia alapohjan alapuolisten täyttöjen alla, ei rakennuksen perustamista pilaristabiloinnin varaan. Stabiloitavan alueen laajuus määräytyy rakennuksen alan mukaan. Geokaavassa on annettu oletusarvo pilareiden k/k-jaolle, mutta käyttäjä voi tarvittaessa muuttaa arvoa.

Geokaavassa perustamistavaksi on mahdollista valita joko maanvarainen anturaperustus tai paaluperustus. Paaluperuksesta käyttäjä syöttää tiedot paalupituudesta, jatkosten lukumäärästä, paalutyypistä sekä kalliokärjistä. Mikäli tontilla on täytemaata, jonka läpäisy aiheuttaa paalutukselle lisäkustannuksia, annetaan lisäksi läpäistävän täytemaakerroksen paksuus. Perustusrakenteiden määrälaskenta perustuu työn ohessa tehtyyn tutkimukseen, jossa asuinrakennusten perustussuunnitelmista laskettiin perustusrakenteiden määrät ja saatuja määrätietoja sovellettiin Geokaavan määrälaskentaan.

8.2.2 Pihakannen maa- ja pohjarakenteiden kustannukset

Pihakannen maa- ja pohjarakenteiden kustannukset muodostuvat Geokaavassa seuraavista tekijöistä:

- pihakannen rakennuskaivannon kaivu ja louhinta sekä kaivumaiden käsittely
- pihakannen rakennuspohjan täytöt
- pihakannen perustusrakenteet

Pihakannen maa- ja pohjarakenteiden määrien ja kustannusten laskennassa noudatetaan pääasiassa samoja periaatteita kuin rakennuksen maa- ja pohjarakenteiden määrälasken-

nassa. Pihakannen rakennuskaivannon tuenta on mahdollista huomioida rakennuskaivannon tuennoissa kasvattamalla tukiseinälinjan pituutta. Tulee kuitenkin huomioida, että Geokaavan tuloksissa kaikki rakennuskaivannon tuentakustannukset esitetään rakennuksen pohjarakennuskustannusten alla. Pihakannen rakennuspohjan esirakentaminen voidaan tarvittaessa huomioida piha-alueen esirakentamisena. Esirakentamisen kustannukset esitetään kuitenkin aina piha-alueen esirakentamiskustannusten alla.

8.2.3 Piha-alueen maa- ja pohjarakenteiden kustannukset

Geokaavassa piha-alueen maa- ja pohjarakenteiden kustannukset muodostuvat seuraavista tekijöistä:

- piha-alueen ja putkijohtokaivannon kaivut ja louhinnat, kaivumaiden käsittely sekä putkijohtokaivannon tuennat
- piha-alueen ja putkijohtokaivannon täytöt
- piha-alueen ja putkijohtolinjan esirakentamis- tai pohjanvahvistustoimenpiteet

Piha-alueen kaivut muodostuvat piha-alueella tehtävistä yleiskaivuista ja putkijohtolinjan kaivuista. Käyttäjä voi antaa yleiskaivumäärän joko suoraan kuutioina tai piha-alueen pinta-alan ja keskimääräisen kaivussyvyyden perusteella. Putkijohtolinjan kaivumäärät lasketaan käyttäjän syöttämien tietojen ja Geokaavan laskennassa tehtyjen oletusten perusteella. Käyttäjä syöttää linjan pituuden ja valitsee kaivantotyyppin. Geokaavassa kaivantotyyppi voi olla luiskattu, tuentaelementein tai teräsponttiseinin tuettu tai louhittu kaivanto. Geokaavassa kaivannon leveys ja syvyys ovat aina samat. Luiskakaltevuus riippuu kaivantotyypistä.

Putkijohtokaivannon tuentatapoja ovat tuentaelementti ja sisäpuolinen tuenta teräsponttiseinin. Tuentaelementin seinien pinta-ala lasketaan putkijohtolinjan pituuden ja Geokaavan oletaman tuentaelementin korkeuden perusteella. Teräsponttiseinien pintaalojen laskentaa varten käyttäjä syöttää lähtötietoihin seinän alapään syvyyden kaivannon pohjasta, jonka perusteella Geokaava laskee teräsponttiseinien korkeuden. Geokaavassa on tehty oletus tukitasojen lukumäärästä ja vaakajaosta.

Geokaavassa piha-alueen täyttöjä ovat piha-alueella tehtävät yleistäytöt ja putkijohtokaivannon täytöt. Käyttäjä voi syöttää Geokaavan lähtötietoihin yleistäyttöjen tilavuuden joko suoraan kuutioina tai piha-alueen pinta-alan ja keskimääräisen täyttöpaksuuden perusteella. Putkijohtolinjan täytöt lasketaan kaivutilavuuden perusteella siten, että maanpinnan oletetaan pysyvän samana ja maanpintaan oletetaan 0,5 m paksu päällysrakennekerros, jota ei lasketa täyttömääriin mukaan.

Piha-alueen vaihtoehtoisia esirakentamismenetelmiä ovat:

- esikuormitus
- esikuormitus + pystyojitus

- pudotustiivistys
- massanvaihto
- kevennysrakenne
- pilaristabilointi
- massastabilointi
- paalulaattarakenne

Käyttäjä määrittää esirakennettavien alueiden pinta-alat. Geokaavassa on mahdollista valita piha-alueelle samanaikaisesti enintään kaksi esirakentamismenetelmää. Esikuormituksen lisätiedoksi syötetään esikuormituspenkereen korkeus, massanvaihdon ja massastabiloinnin lisätiedoiksi niiden määräsyvyydet ja kevennyksen lisätiedoksi kevennysrakenteen paksuus. Pilaristabiloinnin oletetaan ulottuvan savikerroksen alapintaan, ja käyttäjä määrittää lähtötiedoissa savikerroksen paksuuden. Geokaavassa on annettu oletusarvo pilareiden k/k-jaolle, mutta käyttäjä voi tarvittaessa muuttaa jakoa.

Geokaavassa putkijohtolinjan vaihtoehtoisia esirakentamis- ja pohjanvahvistusmenetelmiä ovat:

- kevennysrakenne
- teräsbetoniarina
- pilaristabilointi
- massastabilointi
- paalulaatta

Käyttäjä syöttää putkijohtolinjan pituuden. Massastabiloinnista käyttäjän tulee syöttää lisätietona stabiloinnin määräsyvyys. Vahvistusrakenteen laajuus sivusuunnassa määräytyy Geokaavan laskennassa tehtyjen oletusten perusteella. Geokaavassa on tehty myös oletukset stabilointipilareiden ja paalulaatan paalujen k/k-jaoista.

8.3 Perustusrakenteiden määrälaskennan tarkkuus Geokaavassa

Perustusrakenteiden määrien arvioimista varten suoritettiin tutkimus, jossa oli mukana yhteensä 39 asuinrakennusta. Kohteiden perustussuunnitelmista selvitettiin seuraavat tiedot:

- rakennuksen kerrosluku, bruttoala ja ulkopiiri
- sallittu pohjapaine (maanvaraiset rakennukset)
- alapohjan tyyppi ja paksuus (erikseen betoni ja routaeriste)
- anturoiden kokonaispinta-alat (erikseen ulkoseinälinjan anturat ja sisäpuoliset anturat) ja keskimääräiset korkeudet
- paalutyypit, paalukoot ja paalujen lukumäärä paalutyypeittäin (erikseen ulkoseinälinjan paalut ja sisäpuoliset paalut)
- ulkoseinälinjan perusmuurin keskimääräinen paksuus (erikseen betoni ja routaeriste)

- sisäpuolisten perusmuurien keskimääräinen paksuus (betoni)
- kantavien väliseinälinjojen kokonaispituus

Tulokset tilastoitiin ja niistä tehtiin johtopäätökset Geokaavan määrälaskentaa varten. Taulukossa 8.1 on esitetty tutkittujen määrien poikkeamien keskiarvot. Tässä poikkeamalla tarkoitetaan prosentuaalista eroa Geokaavan mukaisen määrän ja kohteen perustussuunnitelmasta lasketun määrän välillä. Tarkempi yhteenveto poikkeamista on esitetty liitteessä 2.

Taulukko 8.1 Tutkittujen kohteiden perustusrakenteiden määrien poikkeamien keskiarvot Geokaavan mukaisiin määriin verrattuna

		Keskiarvo (%)
Ryömintätilaisen alapohjan paksuus	betoni	+13,9
	routaeriste	+4,6
Maanvaraisen alapohjan paksuus	betoni	-1,3
	routaeriste	+11,2
Ulkoseinälinjan perusmuurin paksuus	betoni	+2,4
	routaeriste	+6,0
Sisäpuolisten perusmuurien paksuus		+2,8
Kantavien väliseinälinjojen pituus		+3,5
Maanvaraisten anturoiden korkeus		+2,7
Maanvaraisten anturoiden kokonaispinta-ala		+6,4
Paaluanturoiden kokonaispinta-ala		+11,0
Kokonaispaalumäärä		+4,9

Poikkeamat voivat aiheutua muun muassa seuraavista tekijöistä:

- rakennusten erityispiirteet (rakennuksen muoto, kuormat, rakennuksen kerrosluvun vaihtelut jne.)
- määrälaskennan tarkkuus ja laskennassa tapahtuneet inhimilliset virheet
- tehtyjen johtopäätösten tarkkuustaso

Geokaava on tarkoitettu tontin pohjarakentamisen kustannusten arvioimiseen kaavoitusvaiheen suunnittelussa. Tonttien kaavoitusvaiheen suunnittelu on rakennusten osalta luonnossuunnittelua, jossa rakennusten ominaisuuksista on yleensä tiedossa vain rakennuksen ala, piiri, kerrosluku ja perustamistapa. Geokaavan perustusrakenteiden määrälaskennan tarkkuustaso on riittävä luonnosvaiheen kustannusarvioita varten.

8.4 Geokaavan kustannusarvion tulostus

Geokaavan kustannuslaskenta tapahtuu rakennusosapohjaisesti. Rakennusosien kustannukset lasketaan Geokaavan laskemien rakennusosamäärien ja käyttäjän syöttämien yksikköhintojen perusteella. Kustannuksia on mahdollista tarkastella rakennusosittain luettelomaisesti kustannustaulukosta tai kootusti Yhteenveto-tilauksesta. Yhteenveto-tilauksessa kustannukset on jaettu viiteen pääryhmään, jotka ovat:

- rakennuksen pohjarakennuskustannukset
- pihakannan pohjarakennuskustannukset

- pihan pohjarakennuskustannukset
- putkijohtolinjan pohjarakennuskustannukset
- olosuhderiippuvaiset lisäkustannukset

Rakennuksen pohjarakennuskustannukset on jaoteltu vielä viiteen alaryhmään, jotka jakautuvat osiin kuvan 8.1 mukaisesti.

Rakennuksen pohjarakennuskustannukset				
	Määrät	€/yks	€	Yhteensä
Rakennuspohjan kaivut				0 €
Kaivu perustuksia varten	0 m3	-	0 €	
Louhinta perustuksia varten	0 m3	-	0 €	
Rakennuskaivantojen tuenta	0 m2	-	0 €	
Rakennuspohjan täytöt				0 €
Salaojatäyttö	0 m3	-	0 €	
Routaeristeet	0 m3	-	0 €	
Yleistäyttö	0 m3	-	0 €	
Suodatinkangas	0 m2	-	0 €	
Kuivatusrakenteet				0 €
Salaojitusjärjestelmä	0 kpl	-	0 €	
Perustusrakenteet				0 €
Paalut (ei paaluja)	0 jm	-	0 €	
Maanvaraiset anturat	0 m3	-	0 €	
Perusmuurit	0 m3	-	0 €	
Alapohja	0 m3	-	0 €	
Ulokerakenteiden lisäbetoni	0 m3	-	0 €	
Väestönsuojan lisäbetoni	0 m3	-	0 €	
Esirakentaminen				0 €
Esikuormituspengeri	0 m2	-	0 €	
Pudotustiivistys	0 m2	-	0 €	
Massanvaihto	0 m3	-	0 €	
Pilaristabilointi	0 jm	-	0 €	
				0 €

Kuva 8.1 Rakennuksen pohjarakennuskustannusten osittelu Geokaavan Yhteenveto-taulukossa

Rakennuksen pohjarakennuskustannusten alaryhmiä ovat rakennuspohjan kaivut, täytöt, kuivatusrakenteet ja pohjanvahvistukset sekä rakennuksen perustusrakenteet. Pihakan-
nen pohjarakennuskustannusten alaryhmät ovat muuten samat kuin rakennuksella, mutta
niihin ei sisälly esirakentamista. Myös alaryhmien osittelu on muuten sama kuin raken-
nuksen alaryhmillä, mutta pihakanen rakennuspohjan kaivuihin ei sisälly rakennus-
kaivannon tuentoja. Pihan ja putkijohtolinjan alaryhmiä on kolme: kaivut, täytöt ja esi-
rakentaminen. Pääryhmien sarakkeissa esitetään kuvan 8.1 mukaisesti osien määrät,
yksikkökustannukset ja kustannukset sekä osien yhteenlasketut kustannukset. Alimmal-
la rivillä esitetään pääryhmän yhteenlasketut kustannukset.

Yhteenveto-taulukon vierellä on vastaavanlainen taulukko vertailukohteen pohjaraken-
nuskustannuksista. Vertailukohteenä käytetään kantavalle maapohjalle sijoittuvaa tont-
tia, jossa rakennukset, piha-alueet ja putkijohdot perustetaan maanvaraisesti ilman esi-
rakentamista, ja jossa kaivannot pystytään tekemään ilman tuentoja. Vertailukohteen

rakennuksen pohjarakennuskustannusten alaryhmät ja niiden osittelu on esitetty kuvassa 8.2. Kuvassa merkintä ”(SAMA)” tarkoittaa, että kyseisen rakennusosan kustannukset ovat yhtä suuret kuin tarkasteltavalla kohteella.

VERTAILUKOHDE: rakennuksen pohjarakennuskustannukset				
	Määrät	€/yks	€	Yhteensä
Rakennuskaivanto				0 €
Kaivu perustuksia varten	0 m3		0 €	
Rakennuspohjan täytöt				0 €
Salaojatäyttö	0 m3		0 €	
Routaeristeet	0 m3		0 €	
Yleistäyttö	0 m3		0 €	
Suodatinkangas	0 m2		0 €	
Kuivatusrakenteet				0 €
Salaojitus (SAMA)	0 kpl		0 €	
Perustusrakenteet				0 €
Anturat	0 m3		0 €	
Perusmuurit	0 m3		0 €	
Alapohja (SAMA)	0 m3		0 €	
Ulokerakenteiden lisäbetoni (SAMA)	0 m3		0 €	
Väestönsuojan lisäbetoni (SAMA)	0 m3		0 €	
Esirakentaminen				0 €
				0 €

Kuva 8.2 Vertailukohteen rakennuksen pohjarakennuskustannusten alaryhmät ja niiden osittelu Geokaavassa

Olosuhderiippuvaiset lisäkustannukset koostuvat kuvan 8.3 mukaisesti kaivumaiden poisviennin kustannuksista (kuljetus ja vastaanotto), pilaantuneisiin maihin liittyvistä kustannuksista, vesitiiviin kellarirakenteen lisäkustannuksista sekä mahdollisista muista käyttäjän syöttämistä lisäkustannuksista. Pilaantuneiden maiden kustannukset ja lisäkustannukset vesitiiviistä kellarirakenteesta syötetään Geokaavan lähtötietotaulukkoon kokonaiskustannuksina. Muiden lisäkustannusten laskenta tapahtuu Geokaavan laskevien rakennusosamäärien ja käyttäjän syöttämien yksikkökustannusten perusteella.

Olosuhderiippuvaiset lisäkustannukset				
	Määrät	€/yks	€	Yhteensä
Kaivumaiden ja louheen poisvienti				0 €
- louhe	0 m3	-	0 €	
- kitkamaat	0 m3	-	0 €	
- pehmeät maat	0 m3	-	0 €	
Pilaantuneet maat				0 €
Vesitiivis kellarirakenne				0 €
Muut:				0 €
				0 €
				0 €
				0 €
				0 €

Kuva 8.3 Olosuhderiippuvaisien lisäkustannusten jaottelu Geokaavan Yhteenveto-taulukossa

Geokaavan Yhteenveto-aulukon yläeunassa on osio, johon käyttäjä voi halutessaan syöttää prosentuaalisia lisäyksiä tontin yhteenlaskettuihin pohjarakennuskustannuksiin. Kuvassa 8.4 on esitetty prosentuaaliset lisäkustannustekijät, joita ovat yleiskustannukset, rakennuttajan kustannukset, arvonlisävero sekä jokin muu omavalintainen prosentuaalinen lisäys.

Kokonaiskustannuksiin lisättävät kulut	
Yleiskustannukset:	<input type="text"/> %
Rakennuttajan kustannukset:	<input type="text"/> %
Arvonlisävero:	<input type="text"/> %
Muu:	<input type="text"/> %

Kuva 8.4 Geokaavaan Yhteenveto-aulukkoon syötettävät prosentuaaliset lisäkustannukset

Yhteenveto-aulukon alareunassa esitetään tontin yhteenlasketut pohjarakennuskustannukset kuvan 8.5 mukaisesti.

POHJARAKENTAMISEN KUSTANNUKSET YHTEENSÄ:	
Lisäkustannukset, kantavalle maapohjan rakentamiseen verrattuna:	+0 €
Lisäkustannukset, prosentuaaliset lisäykset huomioitu:	+0 €
Lisäkustannukset / k-m2:	+0 €/k-m2
Pohjarakennuskustannukset:	0 €
Pohjarakennuskustannukset sis. %-lisäykset:	0 €
Pohjarakennuskustannukset / k-m2:	0 €/k-m2

Kuva 8.5 Tontin yhteenlaskettujen pohjarakennuskustannusten esittäminen Geokaavan Yhteenveto-aulukossa

Tontin pohjarakentamisen kustannusarvio esitetään Geokaavassa kuvan 8.5 mukaisesti kokonaiskustannuksina sekä suhteutettuna tontin kerrosneliömetreihin. Lisäksi esitetään lisäkustannukset suhteessa kantavalle maapohjalle rakentamiseen.

8.5 Geokaavan testaus

Geokaavaa testattiin tarkastelemalla rakennuksen pohjarakennuskustannusten muuttumista ensin perustamissyvyyden mukaan ja sen jälkeen kerrosluvun mukaan. Esimerkkikohteena käytetyn asuinrakennuksen perustiedot ovat seuraavat:

- bruttopinta-ala: 1230 m²
- ulkopiiri: 190 jm
- kerrosluku: 6
- kerrosneliömetrit: 6270 k-m²
- alapohja: tuuletettu kantava
- ei kellaria

Testauksessa on huomioitu seuraavat pohjarakentamisen kustannukset:

- rakennuspohjan kaivut ja täytöt
- rakennuksen perustusrakenteet: anturat, paalut, alapohja ja perusmuurit

Testauksessa ei ole huomioitu kaivumaiden poisvientiin liittyviä kustannuksia. Testauksessa käytettävät yksikkökustannukset on esitetty taulukossa 8.2.

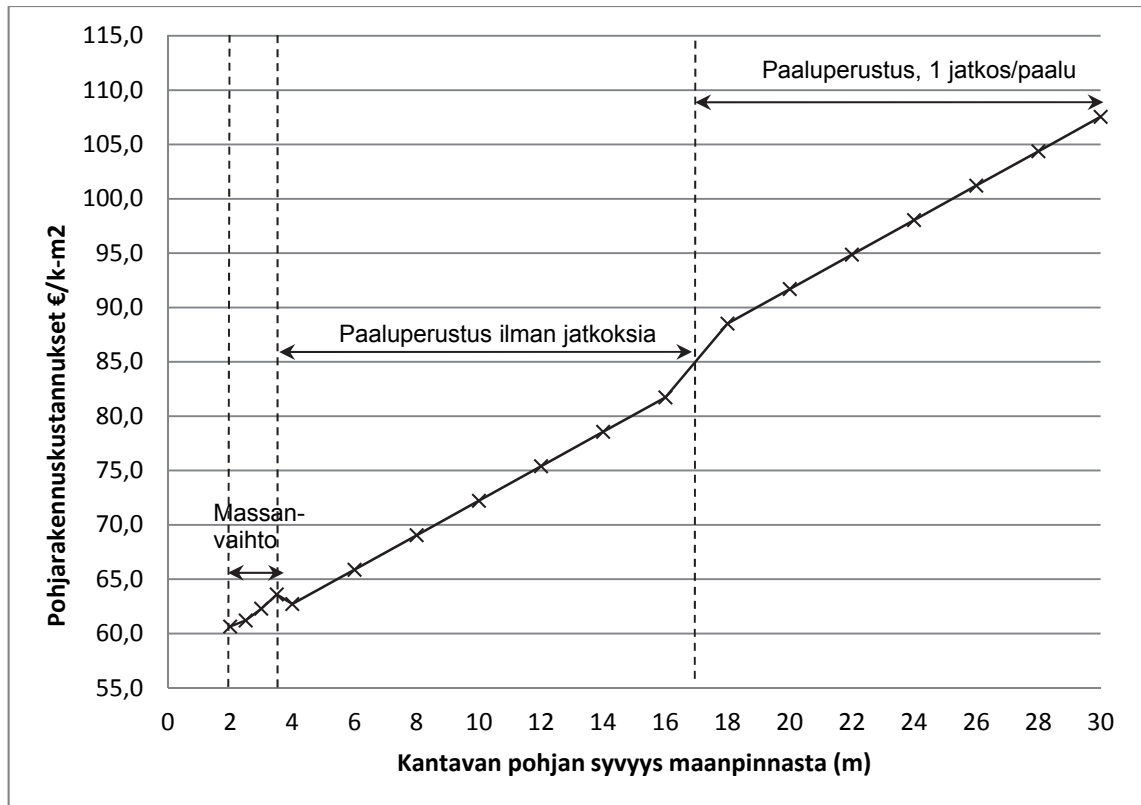
Taulukko 8.2 Geokaavan testauksessa käytetyt yksikkökustannukset

Rakennusosa	€/yks
Maankaivu	5 €/m ³
Salaojatäyttö	45 €/m ³
Routaeriste	90 €/m ³
Yleistäyttö	8 €/m ³
Suodatinkangas	2 €/m ³
Salaojaputki	4 €/jm
Tarkastuskaivo	750 €/kpl
Teräsbetonipaalu 300x300	35 €/jm
Paalujen katkaisu	20 €/kpl
Paalujatkos	80 €/kpl
Pilaristabilointi	15 €/jm
Paikalla valettu betoni + raudoitus	420 €/m ³
Kantava alapohjan betoni	100 €/m ³

Liitteessä 3 on esitetty kuva esimerkkikohteesta sekä kohteen tarkempi kustannuslaskelma, joka käsittää koko tontin pohjarakentamisen kustannusarvion. Liitteen 3 esimerkkilaskelmassa pohjamaa on oletettu saveksi, joten rakennuksen ja pihakannen perustamistavaksi on valittu paaluperustus. Piha-alueen ja putkijohtolinjan pohjanvahvistusmenetelmäksi on valittu pilaristabilointi. Tarkemmat laskentatiedot on esitetty liitteessä 3.

8.5.1 Pohjarakennuskustannukset perustamissyvyyden suhteen

Geokaavan ehdottama oletusperustamissyvyys kyseiselle esimerkkirakennukselle on 1,7 m perustamistavan ollessa maanvarainen anturaperustus. Geokaavassa perustuksen alle oletetaan aina 0,3 m paksu alustäyttö. Mikäli käytetään Geokaavan oletusperustamissyvyyttä, pohjarakennuskustannukset ovat samat kantavan maapohjan ollessa 0-2 m syvyydessä maanpinnasta. Tarkastelussa pienimpänä perustamissyvyytenä käytettiin 1,7 m. Kantavan maapohjan ollessa 2-3,5 m syvyydessä rakennuspohjalle määritettiin massanvaihto kovaan pohjaan. Paaluperustusta käytettiin kantavan maapohjan sijaitessa vähintään 4 m syvyydessä maanpinnasta. Paalujen oletetaan tunkeutuvan noin 2 m kantavaan maapohjaan. Paaluanturoiden alapinnan syvyys maanpinnasta on Geokaavan antaman oletuksen mukaisesti 1,8 m, joten Geokaavaan syötettävä paalupituus on sama kuin kantavan maapohjan syvyys maanpinnasta. Kuvassa 8.6 on esitetty esimerkkirakennuksen pohjarakennuskustannuksen kerrosneliömetrien suhteen eri perustamissyvyyksillä.

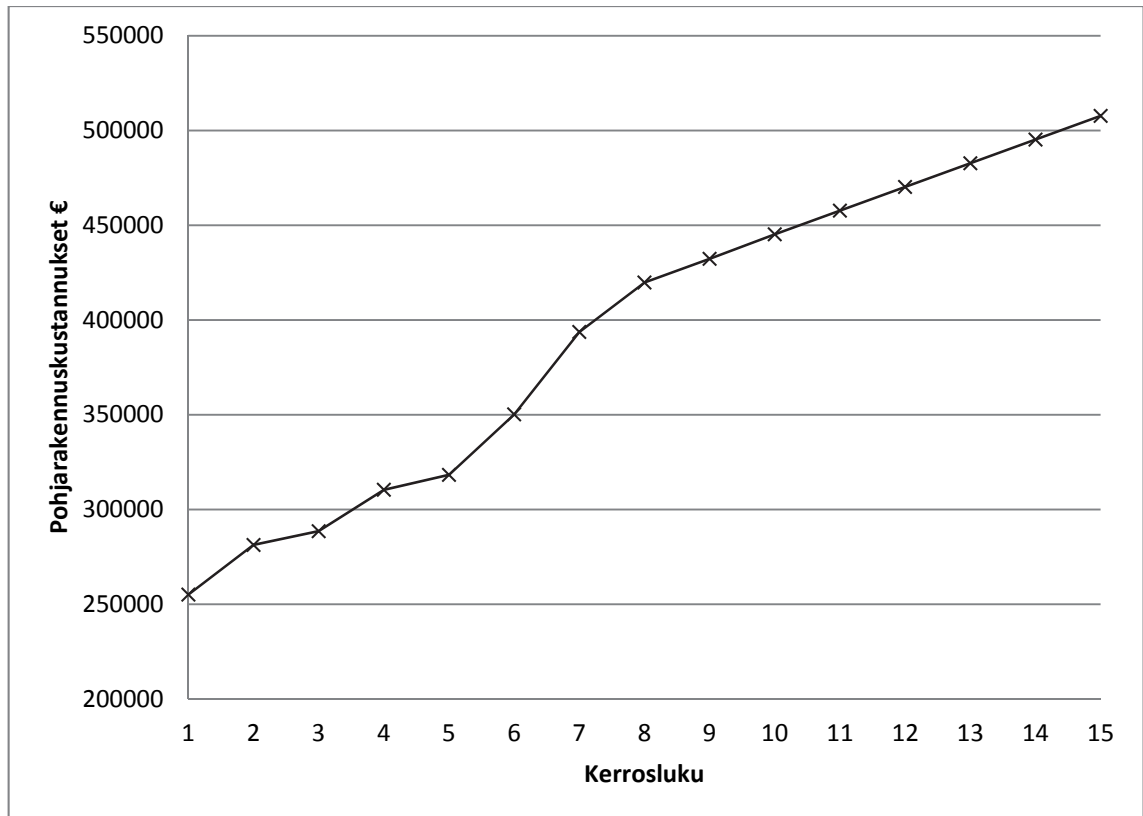


Kuva 8.6 Geokaavalla esimerkkirakennukselle eri perustamissyvyyksillä lasketut pohjarakennuskustannukset (€/k-m²)

Kuvasta 8.6 nähdään, että Geokaavalla lasketut pohjarakennuskustannukset kasvavat lähes lineaarisesti perustamissyvyyden kasvaessa. Kun verrataan rakennuksen pohjarakennuskustannuksia massanvaihdon varaan perustettaessa ja paaluilla perustettaessa, nähdään että 3,0 m syvyyteen ulottuvan massanvaihdon kustannukset ovat lähes yhtä suuret kuin perustettaessa 4,0 m pitkillä paaluilla kantavan maapohjan varaan. 3,5 m syvyyteen ulottuvalle massanvaihdolle perustaminen on kustannuksiltaan hieman korkeampi kuin perustaminen 4,0 m pitkillä paaluilla kantavan pohjamaan varaan. Tarkastelussa jatkamattomien paalujen maksimipituudeksi oletettiin 16 m, mistä johtuen kustannusten kasvussa voidaan havaita ”nykäys” syvyyden kasvaessa 16 metristä 18 metriin.

8.5.2 Pohjarakennuskustannukset kerrosluvun suhteen

Tarkasteltiin esimerkkirakennuksen pohjarakennuskustannusten muuttumista kerrosluvun mukaan. Tarkastelussa rakennuksen bruttopinta-ala (1230 m²) ja ulkopiiri (190 m) pysyivät vakioina. Perustamissyvyytenä käytettiin Geokaavan antamaa oletussyvyyttä. Perustamistavaksi oletettiin perustaminen murskearinan välityksellä kallion varaan (400 kPa). Tarkastelu tehtiin kerrosluvuilla 1-15. Kuvassa 8.7 on esitetty esimerkkirakennukselle eri kerrosluvuilla lasketut pohjarakentamisen kokonaiskustannukset.



Kuva 8.7 Geokaavalla lasketut esimerkkirakennuksen pohjarakennuskustannukset eri kerrosluvuilla

Kuten kuvasta 8.7 nähdään, Geokaavalla lasketut esimerkkirakennuksen pohjarakennuskustannukset eivät kasva lineaarisesti kerroslukujen 1 ja 8 välillä, kun taas kerroslukujen 8 ja 15 välillä muutos on lineaarista. Kerrosluvulla yksi ovat esimerkkirakennuksen pohjarakennuskustannukset 255 100 € ja kerrosluvulla 15 pohjarakennuskustannukset ovat 507 700 €. Keskimääräiseksi muutokseksi voidaan laskea 18 043 € kerroslukua kohden. Suurin muutos pohjarakennuskustannuksissa tapahtuu kerroslukujen 6 ja 7 välillä ja muutoksen suuruus on 43 500 €. Kerroslukujen 8 ja 15 välillä esimerkkirakennuksen pohjarakennukset kasvavat 12 557 € kerroslukua kohden. Kustannusten epälineaarinen kasvu kerroslukujen 1 ja 8 välillä johtuu määrätutkimuksessa tehdyistä johtopäätöksistä. Esimerkiksi maanvaraisten anturoiden korkeus kasvaa Geokaavassa epälineaarisesti kerroslukujen 1 ja 6 välillä ja lineaarisesti kerroslukujen 7 ja 17 välillä (ks. s. 62 kuva 6.15).

LÄHTEET

Forsman, J. 2014. 14.8.2014 käyty keskustelu syvästabiloinnin soveltuvuudesta rakennuspohjan vahvistamisessa.

Haahtela-yhtiöt. 2014. Taku-yhteenveto. [WWW-sivu]. [viitattu 9.7.2014]. Saatavissa: <https://www.haahtela.fi/fi/ohjelmistot/kaikki/taku-2/taku-yhteenveto>

Hartikainen, J. 1976. Kitkapaalujen kantavuus. Helsinki, Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto. Geoteknisen osaston julkaisu 6. [verkkojulkaisu]. 36 s. [viitattu 15.6.2014]. Saatavissa: <http://www.hel.fi/wps/wcm/connect/64fcff00438b30858cc2cfbe4324ac7d/Tiedote+6.pdf?MOD=AJPERES&CACHEID=64fcff00438b30858cc2cfbe4324ac7d>

Havukainen, J. 1985. Esirakentamisen kehittäminen. Helsinki, Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto. Geoteknisen osaston julkaisu 43. [verkkojulkaisu]. 51 s. + liitteet 2 s. [viitattu 30.8.2014]. Saatavissa: <http://www.hel.fi/wps/wcm/connect/9197c3004a14e1b493e4f7b546fc4d01/Tiedote+43.pdf?MOD=AJPERES&CACHEID=9197c3004a14e1b493e4f7b546fc4d01>

Havukainen, J. 2012. Syvätiivistys. Rakentajain kalenteri 2013. s. 142–150. Helsinki, Rakennustieto Oy.

Hel.fi: Ylijäämämaiden kuljetus ja sijoittaminen. Helsingin kaupunki. [WWW-sivu]. [viitattu 7.7.2014]. Saatavissa: http://www.hel.fi/hki/ymk/fi/Ymp_rist_n+tila/Maaper_/Ylij__m_maat

Jääskeläinen, R. 2009. Pohjarakennuksen perusteet. 1. painos. Jyväskylä, Amk-Kustannus Oy. 233 s.

Kansonen, J. 2005. Kerava-Lahti oikoradan innovaatioista. Rautatietekniikka 2/2005. [verkkojulkaisu]. [viitattu 16.7.2014]. Saatavissa: <http://www.oiko.phnet.fi/artikkelit/Oikoradan-innovaatioista-2005.html>

Lahdensivu, J.; Köliö, A.; Nurmi, S.; Kuhno, V.; Mäkitalo, M.; Laukkarinen, A.; Kero, P.; Vinha, J. 2013. Ilmastomuutoksen ja lämmöneristyksen lisäyksen vaikutukset vaipparakenteiden kosteusteknisessä toiminnassa ja rakennusten energiankulutuksessa.

Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan laitos. [verkkojulkaisu]. s. 206–221. [viitattu 15.7.2014] Saatavissa:
<https://dspace.cc.tut.fi/dpub/handle/123456789/21640>

Laitakari, A. 2011. Teräsbetonipaalujen ja RR-paalujen hintavertailu. Esitys Betoniteollisuuden paalutusseminaari 1.12.2011. Helsinki. [verkkojulkaisu]. 8 s. [viitattu 14.7.2014]. Saatavissa:
<http://www.betoni.com/elementtirakentaminen/paalut/paaluseminaari-2011>

Leiskallio, A. & Lehtonen J. 1993. Maankäytön geotekninen suunnittelu. Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto. Geotekninen osasto julkaisu 62. [verkkojulkaisu] 126 s. + liitteet 49 s. [viitattu 10.6.2014]. Saatavissa:
<http://www.hel.fi/static/kv/Geo/Tiedotteet/Tiedote+62.pdf>

Leivo V. & Rantala, J. 2002. Maanvastaiset alapohjarakenteet – Kosteustekninen mitoittaminen ja korjaaminen. Tampere. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto. [verkkojulkaisu] 33 s. + liitteet 14 s. [viitattu 30.6.2014]. Saatavissa:
http://dspace.cc.tut.fi/dpub/bitstream/handle/123456789/16483/leivo_rantala_maanvastaiset_alapohjarakenteet_kosteustekninen_mitoittaminen.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Liikennevirasto 2010. Syvästabiloinnin suunnitteluohje. Liikenneviraston ohjeita 11/2010. Helsinki. [verkkojulkaisu]. 57 s. + liitteet 12 s. [viitattu 15.7.2014]. Saatavissa:
http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2010-11_syvastabiloinnin_suunnittelu_web.pdf

Liikennevirasto 2014. Tien perustamistavan valinta – Tiegeotekniikan käsikirja. Liikennevirasto oppaita 2/2014. Helsinki. [verkkojulkaisu]. 66 s. + liitteet 6 s. [viitattu 15.7.2014]. Saatavissa:
http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lop_2014-02_tien_perustamistavan_web.pdf

Mellin, I. 2006. Tilastolliset menetelmät: Lineaarinen regressioanalyysi. Oppimateriaali. Aalto-yliopisto [verkkojulkaisu] s. 231–433. [viitattu 10.6.2014]. Saatavissa:
<http://math.aalto.fi/opetus/sovtoda/oppikirja/Reganal.pdf>

MRL 132/1999. 2014. Maankäyttö- ja rakennuslaki. Ajantasainen säädös SDK 560/2014. [verkkojulkaisu]. [viitattu 9.7.2014]. Saatavissa:
<http://www.finlex.fi/fi/laki/ajantasa/1999/19990132>

Nauska, J. & Havukainen, J. 1998. Esirakentaminen. Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto. Geotekninen osasto julkaisu 77. [verkkojulkaisu]. 91 s. + liitteet 12 s. [viitattu 15.7.2014]. Saatavissa:

<http://www.hel.fi/wps/wcm/connect/ee946004a14e28099a6fdb546fc4d01/Tiedote+77.pdf?MOD=AJPERES&CACHEID=ee946004a14e28099a6fdb546fc4d01>

Parjanne, A. & Huokuna, M. 2014. Tulviin varautuminen rakentamisessa – Opas alimpien rakentamiskorkeuksien määrittämiseksi ranta-alueilla. Helsinki. Suomen ympäristökeskus, Ilmatieteen laitos, Ympäristöministeriö, Maa- ja metsätalousministeriö. [verkkojulkaisu]. 69 s. + liitteet 6 s. [viitattu 10.7.2014]. Saatavissa: <https://helda.helsinki.fi/handle/10138/135189>

Molarius, Riitta. 2005. Pohjavesitutkimusopas – Käytännön ohjeita. Suomen Vesiyhdistys r.y. [verkkojulkaisu]. s. 72 [viitattu 15.8.2014]. Saatavissa: <http://www.vvy.fi/files/2653/Pohjavesiopus.pdf>

Rakennustieto Oy. 1992. RT 81–10486 Pientalon perustamistavan valinta.

Rakennustieto Oy. 2010. RT 81–11000 Rakennuspohjan ja tonttialueen kuivatus.

Rakennustieto Oy. 2012. RT 81–11099 Radonin torjunta.

RakMK B3. 2004. Suomen rakentamismääräyskokoelma, osa B3. Pohjarakenteet. [verkkojulkaisu]. [viitattu 10.7.2014]. Saatavissa: <http://www.finlex.fi/data/normit/17075-B3s.pdf>

Rantanen, E., Harju, M., Norokorpi, L. & Uusitalo, J. 2013. Vaara vaanii kaivannossa – Tutkimushanke kaivantojen turvallisuudesta. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 9/2013. Helsinki, Liikennevirasto. [verkkojulkaisu] 87 s. + liitteet 8 s. [viitattu 15.7.2014]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lts_2013-09_vaara_vaanii_web.pdf

Rapal Oy. 2014a. Hola-käyttöohje.

Rapal Oy. 2014b. Rola-käyttöohje.

Rautaruukki Oyj. 2013. RD-paaluseinä – Tuote-esite. [verkkojulkaisu]. 24 s. [viitattu 31.7.2014]. Saatavissa: <http://www.ruukki.fi/~media/Finland/Files/Infra/Tukiseinat%20esitteet%20ja%20ohjeet/Ruukki-Esite-RD-paaluseina.ashx>

Rautaruukki Oyj. 2014. RR- ja RRs-paalut – Tuoteseloste. [verkkojulkaisu]. [viitattu 2.7.2014]. Saatavissa: <http://www.ruukki.fi/~media/Finland/Files/Infra/Teraspaalut%20esitteet%20ja%20ohjeet/Ruukki-RR-ja-RRs-paalut.ashx>

RIL 121-2004. 2004. Pohjarakennusohjeet. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 124 s. + liitteet 13 s.

RIL 181-1989. 1989. Rakennuskaivanto-ohje. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 120 s.

RIL 212-2001. 2001. Suurpaalutusohje SPO-2001. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 138 s. + liitteet 12 s.

RIL 223-2005. 2005. Lyöntipaalutusohje LPO-2005. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 129 s. + liitteet 5 s.

RIL 230-2007. 2007. Pienpaalutusohje PPO-2007. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 203 s. + liitteet 22 s.

RIL 234-2007. 2007. Pihojen pohja- ja päällysrakenteet – Suunnittelu- ja rakentamisohjeet. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 122 s.

Rudus Oy. 2010. Teräsbetoninen lyöntipaalu 300x300 mm² – Tuoteseloste. [verkkojulkaisu]. 4 s. [viitattu 3.7.2014]. Saatavissa:

http://www.rudus.fi/download/24148/rudus_300x300ii.pdf

RIL 254-2011. 2011. Paalutusohje PO-2011. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 255 s. + liitteet 5 s.

Tampereen kaupunki. 2004. Kaavat ja kiinteistöt: Kaavatasot. [WWW-sivu]. [viitattu 18.7.2014]. Saatavissa:

<http://www.tampere.fi/kaavatjakiinteistot/kaavoitus/kaavoitustietoa/kaavatasot.html>

Tiehallinto. 2001. Porapaalutusohje. TIEH 2000002-01. Helsinki, Tiehallinto. [verkkojulkaisu]. 91 s. + liitteet 4 s. [viitattu 2.7.2014]. Saatavissa:

<http://alk.tiehallinto.fi/sillat/julkaisut/porapaalutusohje01.pdf>

Tiehallinto. 2007. Yleissuunnittelu – Sisältö ja esitystapa. TIEH 2100043-07. Helsinki, Tiehallinto. [verkkojulkaisu]. 74 s. + liitteet 46 s. [viitattu 11.7.2014]. Saatavissa:

<http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf/2100043-v-07-yleissuunnittelu.pdf>

Tiehallinto. 2008. Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnitteluohje. Liikenneviraston ohjeita 5/2014. TIEH 2100007-01. Helsinki, Tiehallinto. [verkkojulkaisu]. 52 s. [viitattu 30.6.2014]. Saatavissa:

http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2014-05_paalulaattojen_paaluhatturakenteiden_web.pdf

Tielaitos. 1993. Massanvaihto. Tielaitoksen selvityksiä 9/1993. TIEL 3200127. Helsinki, Tielaitos, Geopalvelut. [verkkojulkaisu]. 41 s. [viitattu 14.7.2014]. Saatavissa: <http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf2/massanvaihto.pdf>

Tuohimaa, R. & Linkola, K. 2001. Rakennuspohjien ja piha-alueiden maarakenne- ja kuivatusopas – MaKu 2001. Helsinki, Rakennustieto Oy. 89 s. + liitteet 2 s.

Vantaan kaupunki. 2014. Rakentamisen ja luvan valmistelu – Kerrosala. [WWW-sivu]. [viitattu 30.6.2014]. Saatavissa: http://www.vantaa.fi/fi/asuminen_ja_rakentaminen/rakentaminen/rakennusvalvonta/rakennushankkeen_vaiheet/rakentamisen_ja_luvan_valmistelu/kerrosala

Volanen, N. 1995. Asuinrakennuksen pohjarakennuskustannukset maankäytön suunnittelussa ja rakennusten luonnossuunnittelussa. Helsinki. 56 s.

Ympäristöministeriö. 2009. Maa-ainesten kestävä käyttö. Ympäristöhallinnon ohjeita 1/2009. Helsinki, Ympäristöministeriö. [verkkojulkaisu]. 58 s. + liitteet 78 s. [viitattu 30.6.2014]. Saatavissa: <http://www.ym.fi/download/noname/%7BD54254A5-77D5-4E95-9C7C-62AEB12E42B1%7D/37543>

LIITE 1: Kaaviot pohjarakentamisen kustannusten muodostumisesta Geokaavassa

Rakennuskaivannot

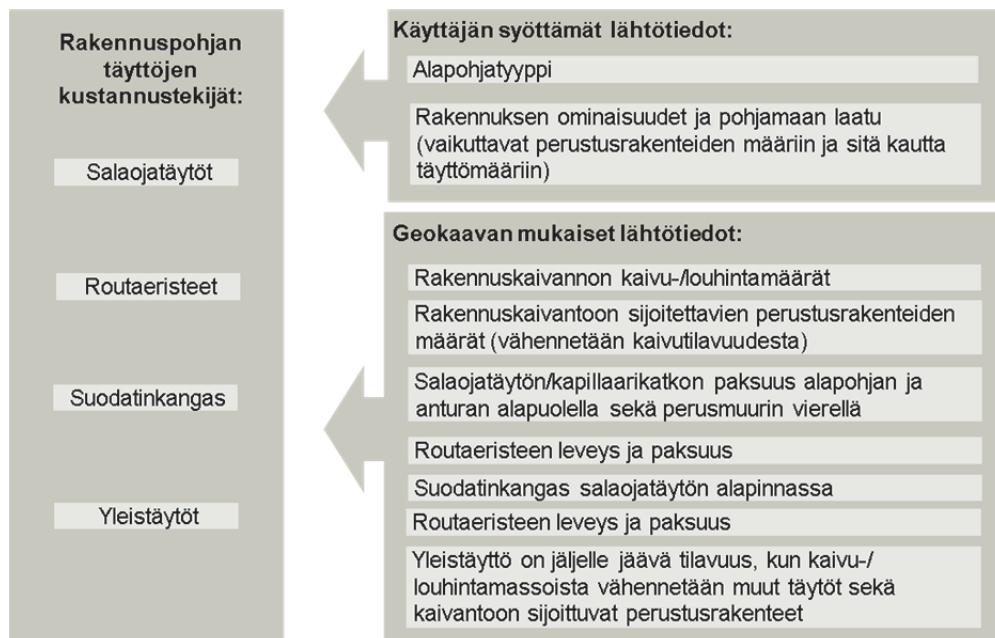
Kuvassa 1 on esitetty kaavio rakennuskaivannon kustannusten muodostumisesta. Samoja periaatteita sovelletaan pihakannen rakennuskaivannon kustannuslaskennassa.



Kuva 1 Rakennuskaivannon kustannusten muodostuminen Geokaavassa

Rakennuspohjan täytöt

Kuvassa 2 on esitetty kaavio rakennuspohjan täyttöjen kustannusten muodostumisesta. Samoja periaatteita sovelletaan pihakannen alapuolisten täyttöjen kustannuslaskennassa.

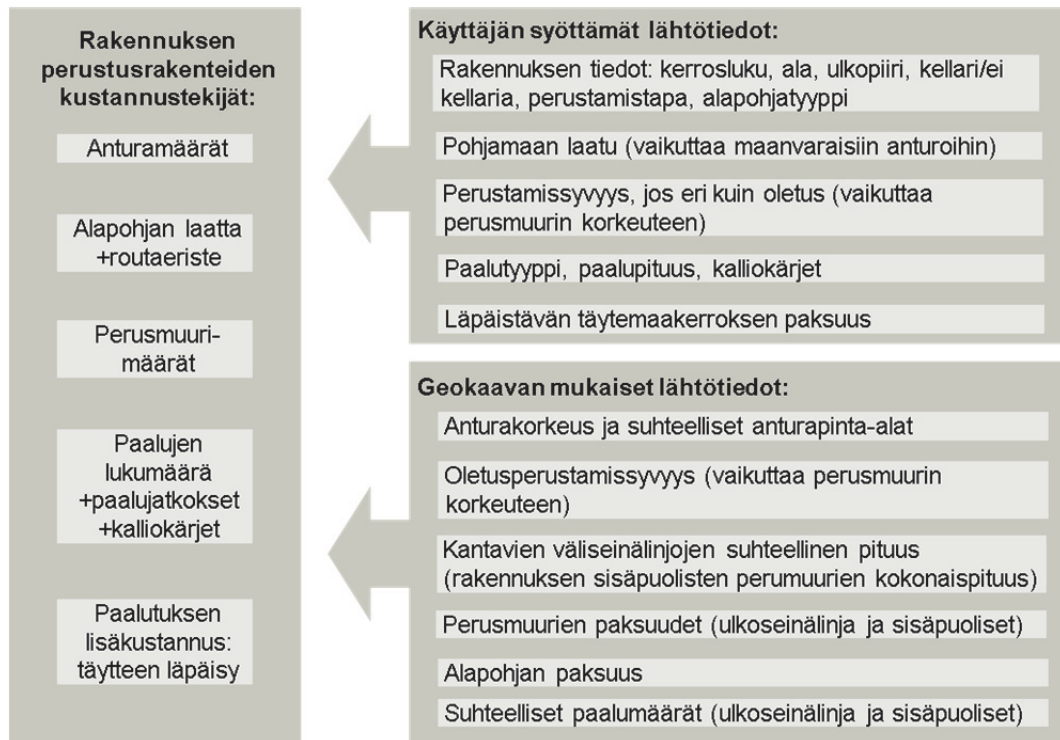


Kuva 2 Rakennuspohjan täyttöjen kustannusten muodostuminen Geokaavassa

LIITE 1: Kaaviot pohjarakentamisen kustannusten muodostumisesta Geokaavassa

Rakennusten perustusrakenteet

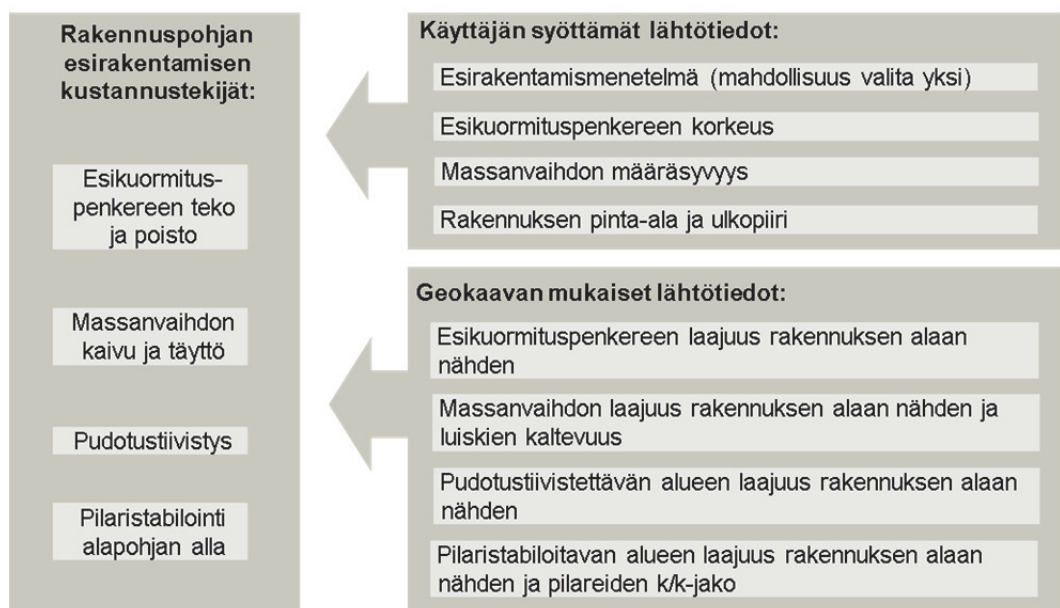
Kuvassa 3 on esitetty kaavio rakennuspohjan täyttöjen kustannusten muodostumisesta. Samoja periaatteita sovelletaan pihakannen perustusrakenteiden kustannuslaskennassa.



Kuva 3 Rakennuksen perustusrakenteiden kustannusten muodostuminen Geokaavassa

Rakennuspohjan esirakentaminen

Kuvassa 4 on esitetty kaavio rakennuspohjan esirakentamisen kustannusten muodostumisesta.

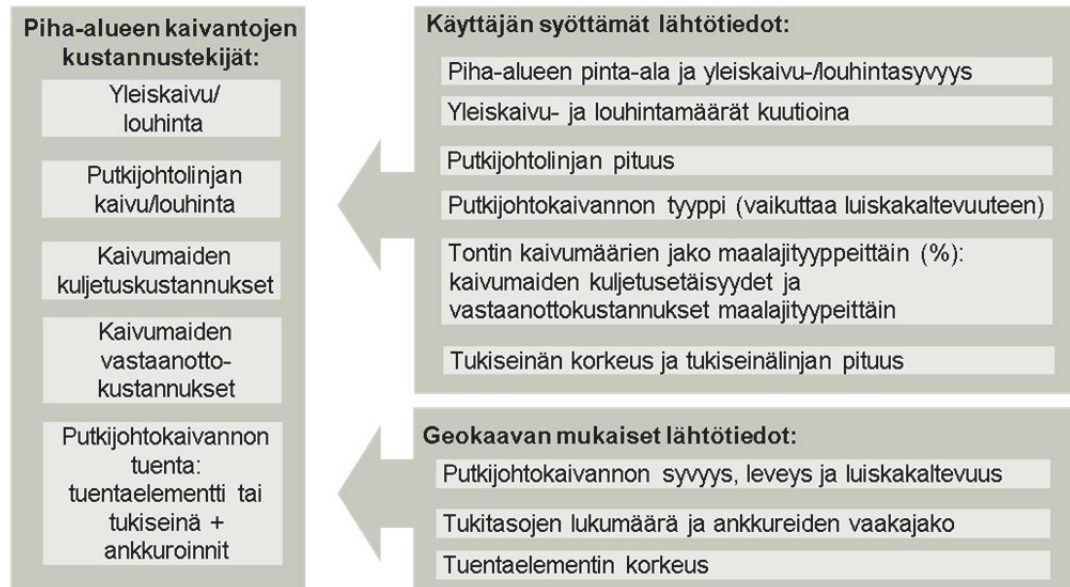


Kuva 4 Rakennuspohjan esirakentamisen kustannusten muodostuminen Geokaavassa

LIITE 1: Kaaviot pohjarakentamisen kustannusten muodostumisesta Geokaavassa

Piha-alueen kaivannot

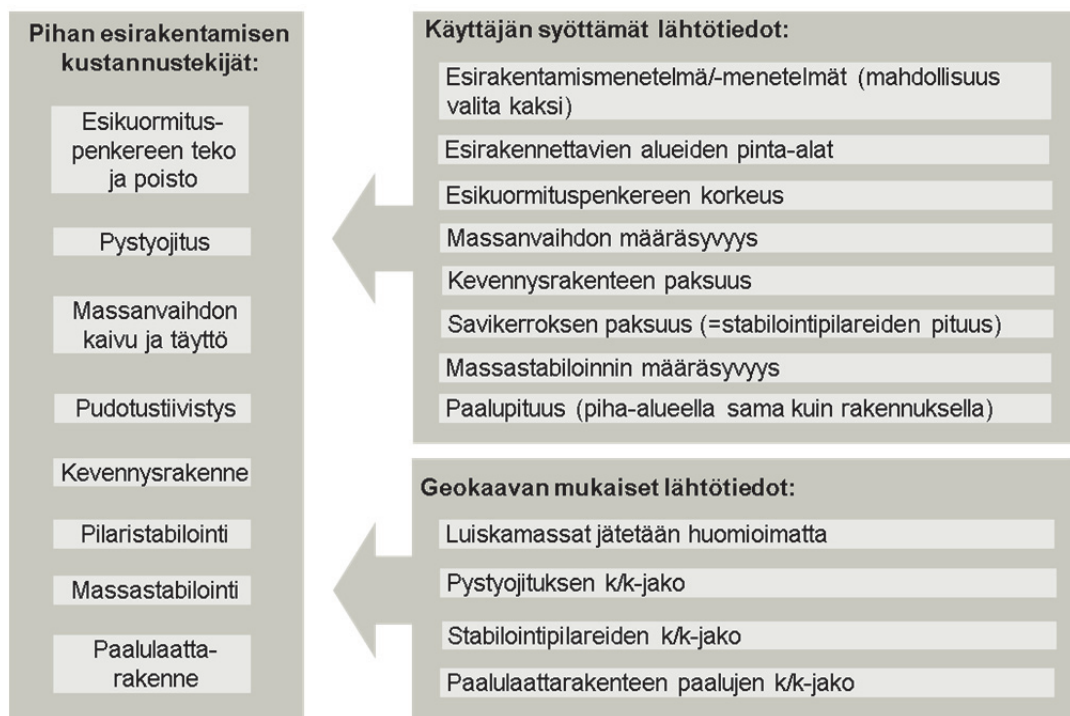
Kuvassa 5 on esitetty kaavio rakennuspohjan täyttöjen kustannusten muodostumisesta.



Kuva 5 Piha-alueen kaivantokustannusten muodostuminen Geokaavassa

Pihan esirakentaminen

Kuvassa 6 on esitetty kaavio pihan esirakentamiskustannusten muodostumisesta.

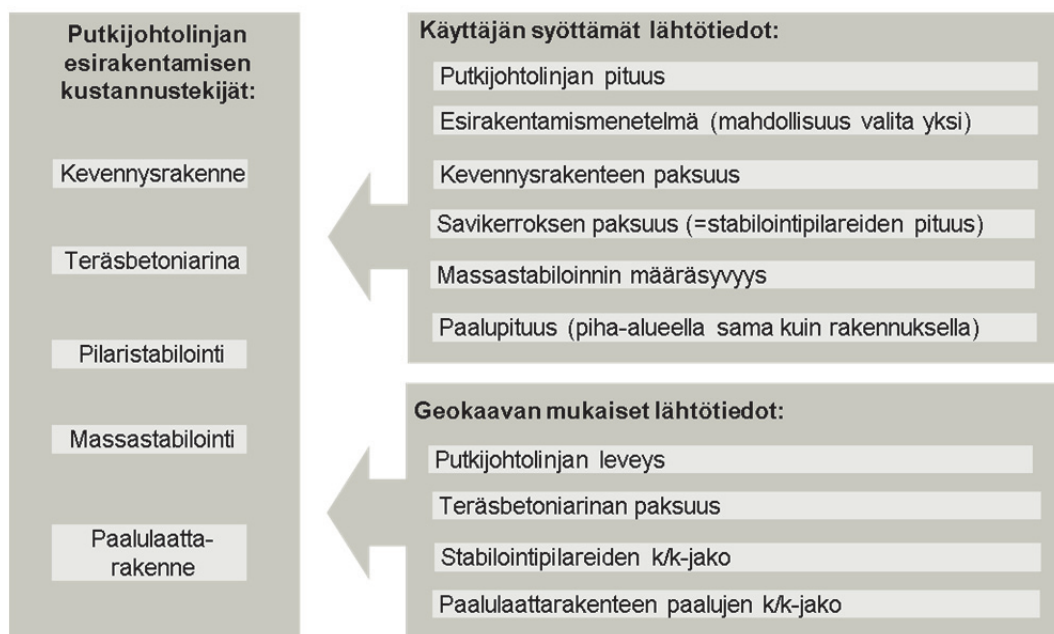


Kuva 6 Pihan esirakentamiskustannusten muodostuminen Geokaavassa

LIITE 1: Kaaviot pohjarakentamisen kustannusten muodostumisesta Geokaavassa

Putkijohtolinjan esirakentaminen

Kuvassa 7 on esitetty kaavio putkijohtolinjan esirakentamiskustannusten muodostumisesta.



Kuva 7 Putkijohtolinjan esirakentamiskustannusten muodostuminen Geokaavassa

LIITE 2: Poikkeamatarkasteluiden yhteenvetotaulukko

LIITE 3: Geokaava - esimerkkilaskelma

Liite 3: Esimerkkikohde

Pohjasuhteet

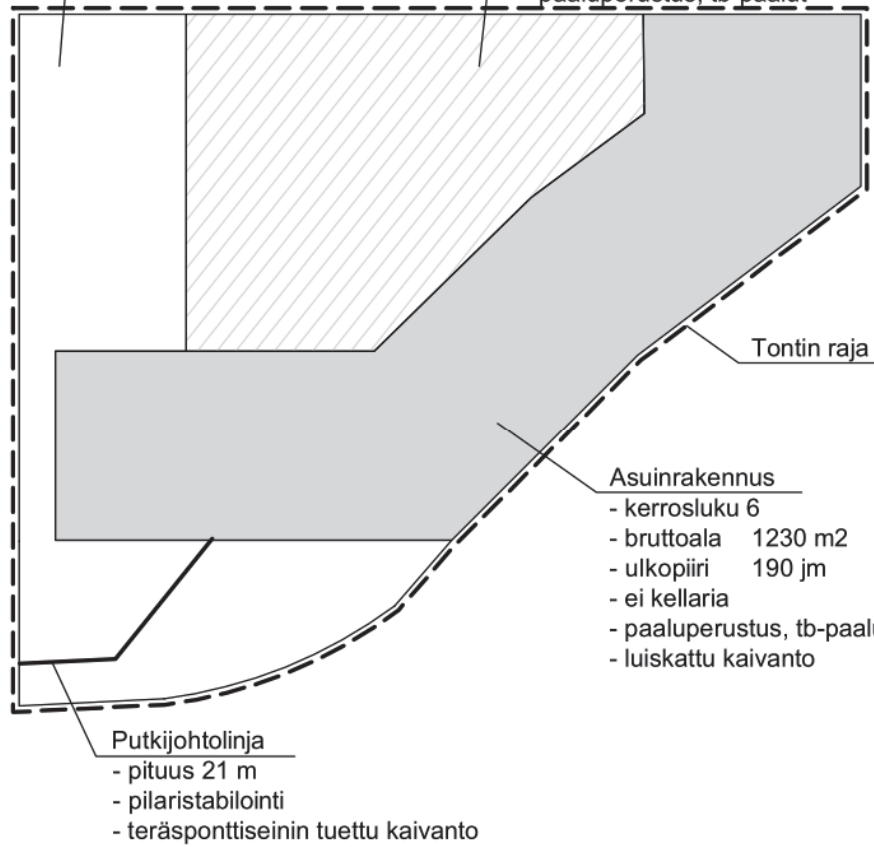
- savikerros 10 m
- kallionpinta 13 m
- pohjavedenpinta 1,5 m

Piha

- pinta-ala 810 m²
- pilaristabilointi 500 m²

Pihakannen alapuolinen pysäköintihalli

- kerrosluku 1
- bruttoala 830 m2
- ulkopiiri 120 jm
- paaluperustus, tb-paalut



Asuinrakennus

- kerrosluku 6
- bruttoala 1230 m2
- ulkopiiri 190 jm
- ei kellaria
- paaluperustus, tb-paalut
- luiskattu kaivanto

Putkijohtolinja

- pituus 21 m
- pilaristabilointi
- teräsponsittiseinin tuettu kaivanto

LIITE 3: Geokaava - esimerkkilaskelma

[illegible]

LIITE 3: Geokaava - esimerkkilaskelma

RAMBOLL

SFr

Kaavoituksen geokustannuslaskenta - GeoKaava

BETA-versio

Projektiin tiedot

Kohde:

UILTE 3: Esimerkkikohde

Tilaaaja:

-

Suunnittelija/Yritys:

Saara Frimodig/Ramboll Finland Oy

Päivämäärä:

12.9.2014

Kokonaiskustannuksiin lisättävät kulut

Yleiskustannukset:

%

Rakennuttajan kustannukset:

%

Arvonlisävero:

%

Muu:

%

Asuinrakennuksen perustiedot:

Rakennuksen ala:

1 230 r-m2

Ulkopiiri:

190 jm

Kerrosneliöt:

6 270 k-m2

Kerrosluku:

6

Kellari:

Ei

Perustamistapa:

Paaluperustus

Pohjanvahvistus:

-

Pihakannen perustiedot:

Pihakannen ala:

830 m2

Pihakannen piiri:

120 jm

Kerrosluku:

1

Perustamistapa:

Paaluperustus

Pihan perustiedot:

Pinta-ala:

0 m2

Pohjanvahvistukset:

Pilaristabilointi

500 m2

Putkijohtolinjan perustiedot:

Pituus:

21,0 m

Leveys:

1,5 m

Korkeus:

2,0 m

Kaivanto:

Teräsponttiseinät

Pohjanvahvistus:

Pilaristabilointi

Pihan pohjarakennuskustannukset

Määrät

€/yks

€

Yhteensä

Piha-alueen kaivut

Yleiskaivu

0 m3

-

0 €

Louhinta

0 m3

-

0 €

Piha-alueen täytöt

Yleistäyttö

0 m3

-

0 €

Esirakentaminen/pohjanvahvistukset

Esikuormituspengeri

0 m2

-

0 €

Pystyöjotit

0 jm

-

0 €

Pudotustiviivistus

0 m2

-

0 €

Massanvaihto

0 m3

-

0 €

Kevennys

0 m3

-

0 €

Pilaristabilointi

5 000 jm

15,0

75 000 €

Massastabilointi

0 m3

-

0 €

Paalulaattarakenne

0 m2

-

0 €

75 000 €

Putkijohtolinjan pohjarakennuskustannukset

Määrät

€/yks

€

Yhteensä

Putkijohtolinjan kaivut

Kaivu

63 m3

7,9

500 €

Louhinta

0 m3

-

0 €

Teräsponttiseinät

420 m2

71,8

30 140 €

Tuentaelementti

0 jm

-

0 €

Putkijohtolinjan täytöt

Täytöt

47 m3

15,0

710 €

Esirakentaminen/pohjanvahvistukset

Kevennys

0 m3

-

0 €

Teräsbetoniarina

0 m3

-

0 €

Pilaristabilointi

210 jm

15,0

3 150 €

Massastabilointi

0 m3

-

0 €

Paalulaattarakenne

0 m2

-

0 €

34 500 €

Olosuhderiippuvaiset lisäkustannukset

Määrät

€/yks

€

Yhteensä

Kaivumaiden ja louheen poisvienti

- louhe

0 m3

-

0 €

- kitkamaat

611 m3

7,0

4 280 €

- pehmeät maat

5 501 m3

30,0

165 040 €

Pilaantuneet maat

0 €

Vesitiivis kellarirakenne

0 €

Muut:

0 €

0 €

0 €

0 €

169 320 €

POHJARAKENTAMISEN KUSTANNUKSET YHTEENSÄ:

Lisäkustannukset, kantavalle maapohjan rakentamiseen verrattuna:

+380 600 €

Lisäkustannukset, prosentuaaliset lisäykset huomioitu:

+380 600 €

Lisäkustannukset / k-m2:

+61 €/k-m2

Pohjarakennuskustannukset:

930 700 €

Pohjarakennuskustannukset sis. %-lisäykset:

930 700 €

Pohjarakennuskustannukset / k-m2:

148,4 €/k-m2